



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

SET-403 – Sistemas Estruturais – Segurança nas Estruturas Notas de Aula

JOSÉ JAIRO DE SALES
MAXIMILIANO MALITE
ROBERTO MARTINS GONÇALVES

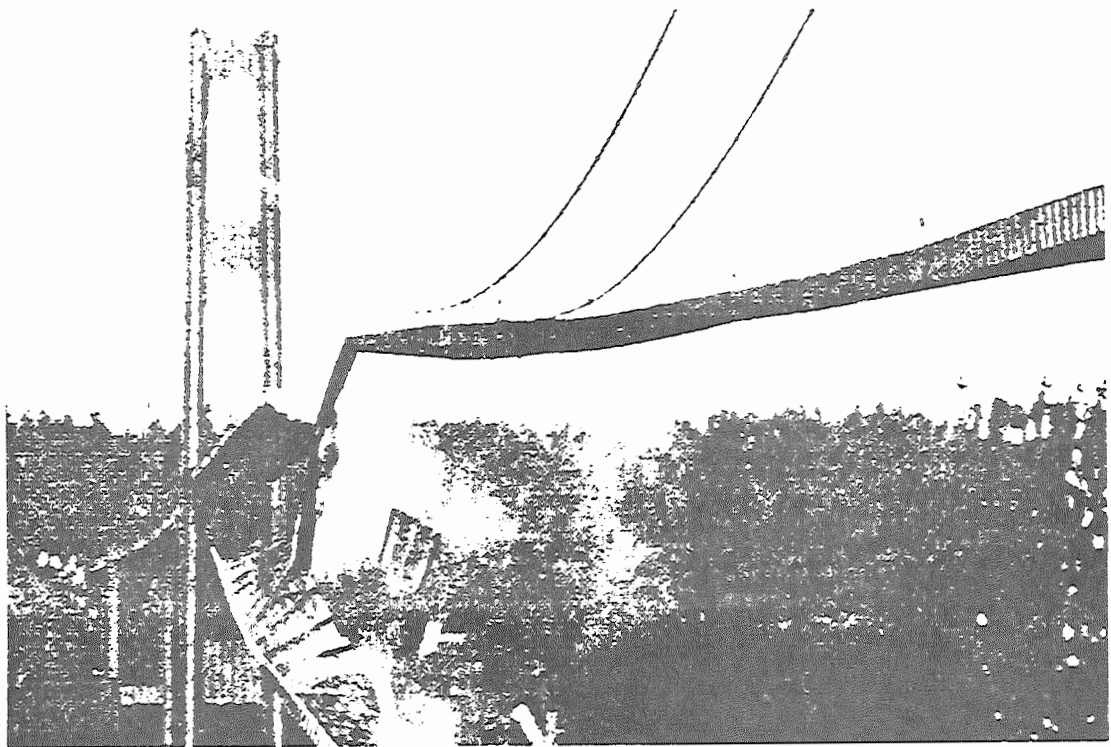
SÃO CARLOS
2020

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

SET 403 - SISTEMAS ESTRUTURAIS

SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS

Notas de Aula



Área de Estruturas Metálicas

MARÇO/1993

REVISÃO - DEZEMBRO/2000

APRESENTAÇÃO

Estas notas de aula foram desenvolvidas totalmente sedimentadas nas publicações do professor *IVAN LIPPI RODRIGUES* e, principalmente, na apostila do professor *DÉCIO DE ZAGOTTIS*, motivo pelo qual alguns parágrafos foram transcritos quase sem alteração. Aos professores em questão, nossas desculpas e agradecimentos.

A abordagem aqui utilizada objetiva transmitir aos leitores do presente trabalho, conceitos referentes ao tema "*Segurança nas Estruturas*", sem detalhar as características próprias de cada um dos materiais estruturais, mais comumente utilizados na engenharia civil.

Como o texto desse trabalho foi elaborado com vistas a uma abordagem geral do assunto segurança, os conceitos aqui apresentados deverão servir de base e complementados nas disciplinas específicas de aplicação para cada tecnologia construtiva, seja em aço, concretos armado e protendido, madeira ou em fundações.

E, como sempre, em trabalhos desta natureza, os autores e colaboradores colocam-se à disposição para futuras sugestões ou eventuais críticas, as quais resultem em contribuições que melhorem a transmissão deste assunto aos nossos alunos.

Autores do trabalho:

Prof. JOSÉ JAIRO DE SÁLES

Prof. MAXIMILIANO MALITE

Prof. ROBERTO MARTINS GONÇALVES

Colaboradores:

Prof. ANTONIO ALVES DIAS

Prof. JORGE MUNAIAR NETO

São Carlos - SP, Dezembro de 2000.

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO	01
2 MÉTODO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA INTERNO	09
2.1 A Proposta do Método	09
2.2 As Incertezas Inseridas no Coeficiente Interno	10
2.3 Exemplos de Aplicação	12
2.3.1 Barra tracionada	12
2.3.2 Viga em balanço	13
2.3.3 Viga biapoiada – carga concentrada	15
2.3.4 Viga biapoiada – carga uniformemente distribuída	16
2.3.5 Viga biengastada – seção circular	17
2.3.6 Sistemas de barras	17
3 MÉTODO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA EXTERNO	20
3.1 Breve Histórico	20
3.2 A Proposta do Método	21
3.3 Exemplo de Aplicação	22
4 INTRODUÇÃO AO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS	25
4.1 A Proposta do Método	25
4.2 Exemplo de Aplicação	25
4.3 Críticas ao Método das Tensões Admissíveis	26
5 INTRODUÇÃO AOS MÉTODOS PROBABILÍSTICOS	29
5.1 Comentários Preliminares	29
5.2 Exemplo de Aplicação	30
5.3 Considerações de Interesse	32

6 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	34
6.1 A Proposta do Método dos Estados Limites.....	34
6.1.1 Estados Limites Últimos	34
6.1.2 Estados Limites de Utilização	35
6.2 Aspectos para o Dimensionamento	36
6.3 Verificação de Projeto	37
6.3.1 Ações permanentes	39
6.3.2 Ações variáveis	39
6.3.3 Ações excepcionais	40
6.3.4 Valores representativos para as ações	41
6.4 Os Carregamentos e as Combinações de Ações	42
6.5 Resistência dos Materiais Estruturais	49
6.6 Comentários Finais	50
7 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	52
7.1 Exemplos Resolvidos	52
Exemplo 1 - Barra tracionada	52
Exemplo 2 - Pórtico plano	54
7.2 Exemplos Propostos	58
Exemplo 3 - Viga biapoiada	58
Exemplo 4 - Arco triarticulado (sem carregamento lateral)	58
Exemplo 5 - Arco triarticulado (com carregamento lateral)	59
Exemplo 6 - Pórtico triarticulado	59
Exemplo 7 – Treliça plana	60
8 BIBLIOGRAFIA	61

1. INTRODUÇÃO

No projeto de uma estrutura, desde as mais complexas até as mais simples, como as constituídas por um único elemento, deve existir a preocupação de que a mesma desempenhe as funções a que se destina, com o máximo de *ECONOMIA* e de *EFICIÊNCIA*.

Para assegurar o caráter econômico da estrutura deve-se proceder a uma análise dos materiais e das tecnologias possíveis de serem utilizadas, comparando custos de matéria-prima, distâncias de transporte, consumo de materiais e de mão-de-obra, tempo de execução, etc. Definido o material e a tecnologia, deve-se procurar a otimização do sistema estrutural a ser empregado, buscando o equilíbrio entre o consumo de material e de mão-de-obra.

Na maioria dos projetos é possível obter bons resultados com a padronização das dimensões dos elementos, mesmo que as custas de um consumo maior de material, uma vez que a padronização costuma diminuir consideravelmente o emprego de mão-de-obra. Entretanto, a economia em construções não é o assunto de interesse direto nesta disciplina, sendo abordados somente os aspectos que a atingem diretamente.

Para assegurar a eficiência de uma estrutura deve-se buscar um projeto econômico, mas que permita que a estrutura tenha *CONDIÇÕES DE SEGURANÇA*, que em síntese significa apresentar-se *resistente, estável e duradoura*. O conceito de segurança em estruturas, costuma ter dois aspectos que, algumas vezes, podem ser confundido entre si: o *qualitativo* e o *quantitativo*.

No entanto, é possível perceber que existe uma diferença bastante clara entre ambos. O primeiro aspecto, o qualitativo, aplica-se quando o objetivo é o de definir se uma determinada estrutura possui ou não segurança. Já o segundo aspecto, o quantitativo, tem por objetivo dar um determinado valor a esta segurança.

Analisando o primeiro aspecto, conclui-se que uma estrutura segura é aquela capaz de suportar, incólume, todas as ações que vierem a solicitá-la, desde a fase da construção até o final da sua "*vida útil*". Entende-se como ações, as causas externas capazes de produzirem esforços internos e deformações na estrutura, como por exemplo, as forças provenientes dos pesos próprios dos elementos estruturais e construtivos, a ação do vento, as variações de temperatura, a movimentação das fundações, a circulação de pessoas, veículos, líquidos, gases, etc.

Quanto à "*vida útil*" das estruturas, pode-se dizer que varia de acordo com a finalidade da construção. Para as catedrais medievais, por exemplo, acredita-se que essas possuam vida útil da ordem de 1000 anos. Já as usinas hidroelétricas, são concebidas para durarem no mínimo 100 anos. Construções industriais, como usinas siderúrgicas, pólos petroquímicos, fábricas e oficinas, bem como edifícios e demais construções comerciais, residenciais e agrícolas, são concebidas para durarem no mínimo 50 anos.

Portanto, exceto quando claramente definido pelo proprietário da obra, as estruturas devem ser projetadas para uma vida útil mínima de 50 anos. Durante este período, não devem apresentar deformações e/ou deslocamentos excessivos, trincas, perda de equilíbrio, colapso ou ruína. Em resumo, não devem apresentar falhas que *IMPEÇAM* ou mesmo *PREJUDIQUEM* a utilização para a qual foram concebidas. Este é o aspecto qualitativo da segurança em estruturas.

Quanto ao segundo aspecto, que é o de quantificar a segurança, de tentar mensurá-la, ou seja, estabelecer um número que sirva como medida da segurança empregada, o assunto torna-se mais complexo.

Para esta quantificação, diversos métodos foram desenvolvidos e aperfeiçoados. Entretanto, o método que foi utilizado pelos construtores da antiguidade, e que pode ser denominado de *Método Intuitivo*, procurava tão somente obter construções seguras, pois ainda não havia a preocupação de quantificar a segurança. As figuras 1.1 a 1.5, ilustram algumas construções concebidas com base nesse método.



Figura 1.1 – Passarela rústica no interior da Alemanha (Fonte: MEYER, 1996)



Figura 1.2 – Ponte Pênsil de cordas (Fonte: MEYER, 1996)

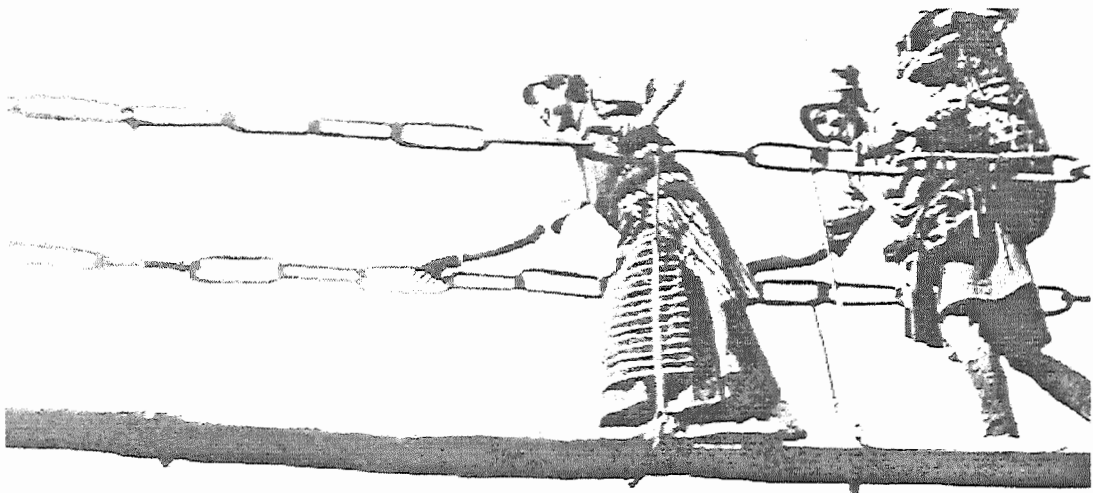


Figura 1.3 – Ponte Pênsil de correntes (Fonte: MEYER, 1996)



Figura 1.4 – Arco em rocha / elementos comprimidos (Fonte: MEYER, 1996)



Figura 1.5 – Cobertura gótica em madeira, construída em 1405.

(Fonte: TAYLOR et al.,1978)

Com este método, procurava-se introduzir um conceito de segurança, por meio de concepções estruturais baseadas na intuição dos projetistas e construtores, intuição essa que poderia ser pura ou, mais comumente, condicionada por sucessos e insucessos de construções similares já executadas, ou desenvolvida pela análise de modelos

A aplicação desse método primitivo que resultava, de um modo geral, em estruturas que hoje seriam consideradas como anti-econômicas, era obrigatória em face do quase total desconhecimento das teorias quantitativas do comportamento estrutural

Com o desenvolvimento da Mecânica das Estruturas, foram sendo criadas teorias quantitativas que reproduziam, cada vez melhor, os diversos comportamentos estruturais, tanto na definição do comportamento reológico dos materiais, como na determinação dos esforços internos, deformações e deslocamentos, produzidos por um dado carregamento, ou na definição dos critérios de resistência dos materiais.

Por meio dessas teorias, e da utilização de processos analíticos, numéricos ou gráficos, podem ser determinados, com vários graus de realismo, os esforços internos, as deformações e os deslocamentos nas estruturas, permitindo a sua comparação com os critérios da resistência.

Paralelamente, com o desenvolvimento dos métodos experimentais, foram sendo obtidas definições cada vez mais completas e claras do comportamento reológico dos materiais e dos seus correspondentes critérios de resistência, bem como do comportamento estrutural, com a conseqüente possibilidade da verificação experimental das teorias quantitativas, completando e dirigindo tal desenvolvimento até os dias atuais.

Os métodos experimentais conduzem ao que se pode chamar de um quarto processo de análise de estruturas, possível de ser denominado de processo analógico, o qual dá uma quarta alternativa para a determinação das deformações e deslocamentos das estruturas, permitindo aferir os possíveis esforços internos.

Todas essas teorias baseiam-se na hipótese fundamental de que o comportamento estrutural de um certo corpo é determinístico. Isto significa que, para um mesmo corpo, com as mesmas vinculações, a aplicação de uma certa solicitação, de acordo com uma certa lei de variação ao longo do tempo, se pudesse ser repetida diversas vezes, produziria em todas as aplicações os mesmos esforços internos, as mesmas deformações e os mesmos deslocamentos.

Um outro parâmetro, muito importante para a quantificação da segurança, é a intensidade das ações, assumidas em algumas das recomendações como invariáveis. Intuitivamente, é fácil perceber que até o peso próprio de uma estrutura pode variar ao longo do tempo, ou por influência de reformas, manutenções ou mesmo de condições climáticas.

Estabelecido esse arcabouço quantitativo, surge o problema de como deve ser introduzida a segurança no projeto estrutural. Porém, antes mesmo de estudarmos os métodos de introdução da segurança, vale a pena ressaltar a importância da consideração dessa segurança em uma determinada estrutura. Tal fato fica bastante claro, quando nos deparamos com sistemas estruturais que sofreram colapso, seja na fase de execução ou na fase de utilização, como os que serão ilustrados nas figuras 1.6 a 1.10.

Nos capítulos seguintes serão apresentados os diversos métodos que são adotados com essa finalidade, introduzindo a sua formulação e sua crítica, procurando mostrar até onde, dentro das perspectivas atuais, se pretende chegar nesse campo, bem como até onde já foi possível chegar.

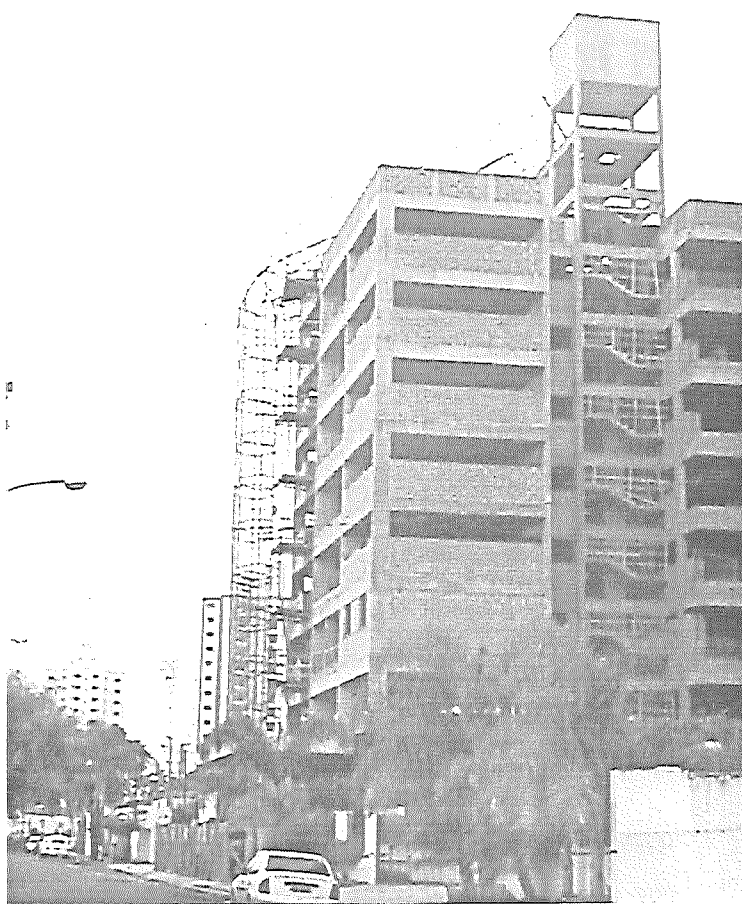


Figura 1.6 – Torre do Elevador: ruptura de algumas barra devido à ação do vento, durante a fase de construção do edifício / São Carlos – SP.

(Fonte: Arquivo dos Autores)

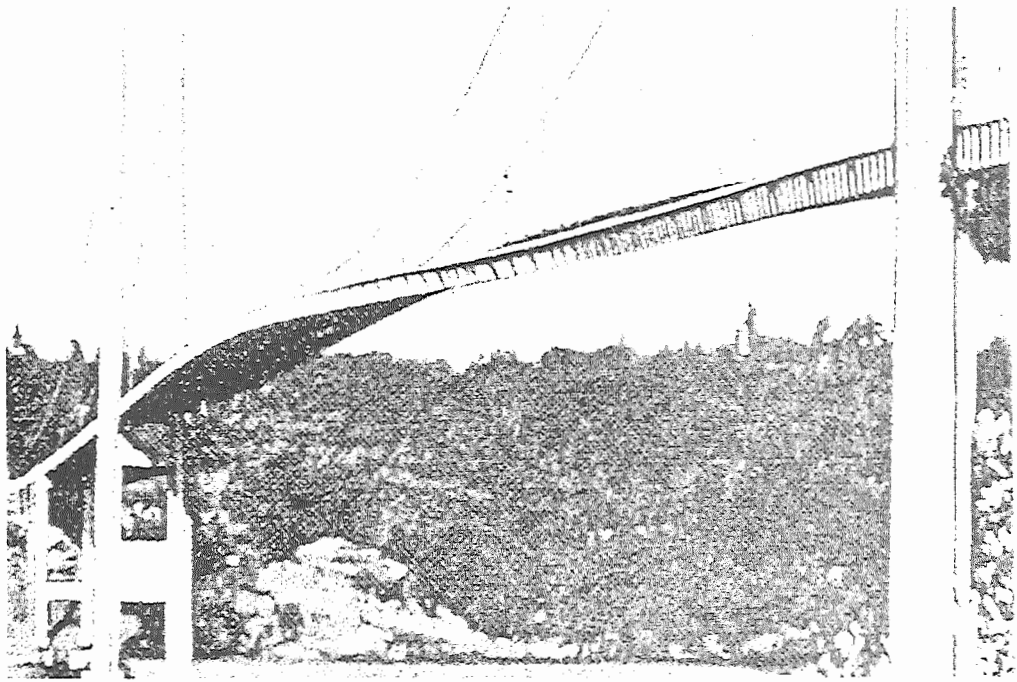


Figura 1.7 – Ponte Pênsil de Tacoma: Deslocamentos excessivos do tabuleiro, devido à ação do vento / Estados Unidos (Fonte: MEYER, 1996)

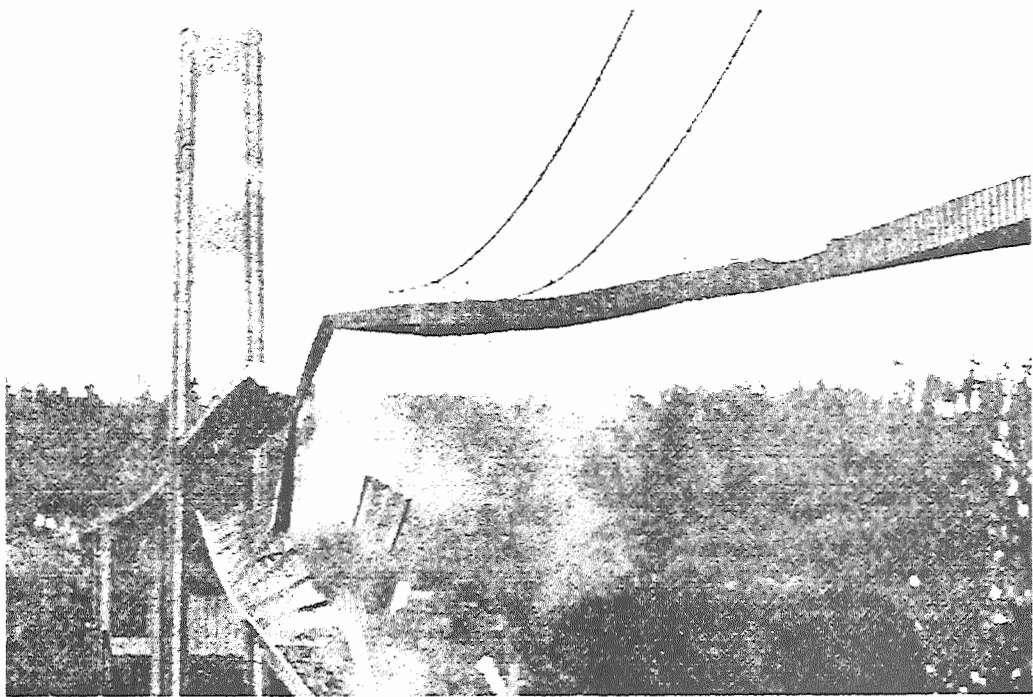


Figura 1.8 – Ponte Pênsil de Tacoma: Colapso estrutural, ocorrido após alguns minutos do início da ação do vento (Fonte: MEYER, 1996)

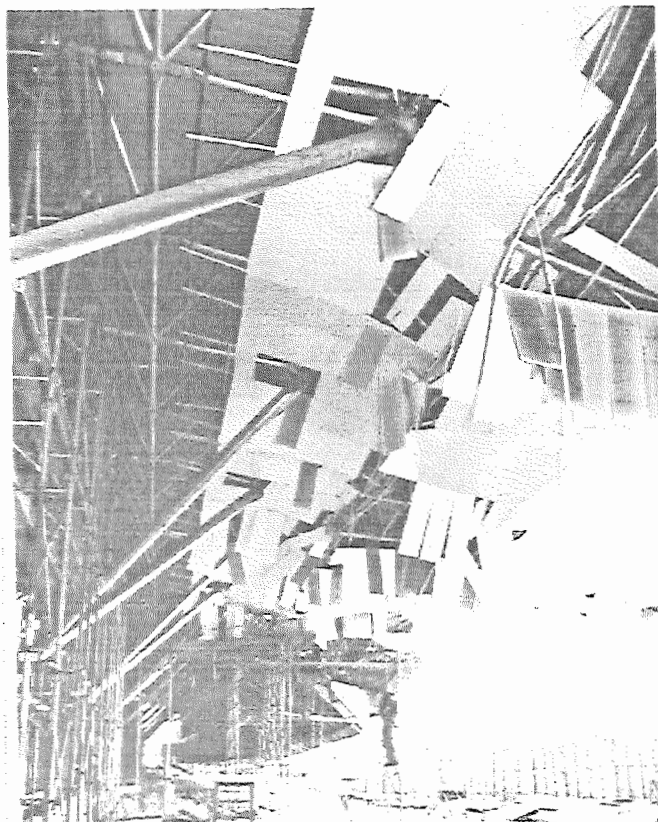


Figura 1.9 – Cobertura em Treliça Espacial / Belem –PA (Fonte: Arquivo dos Autores)

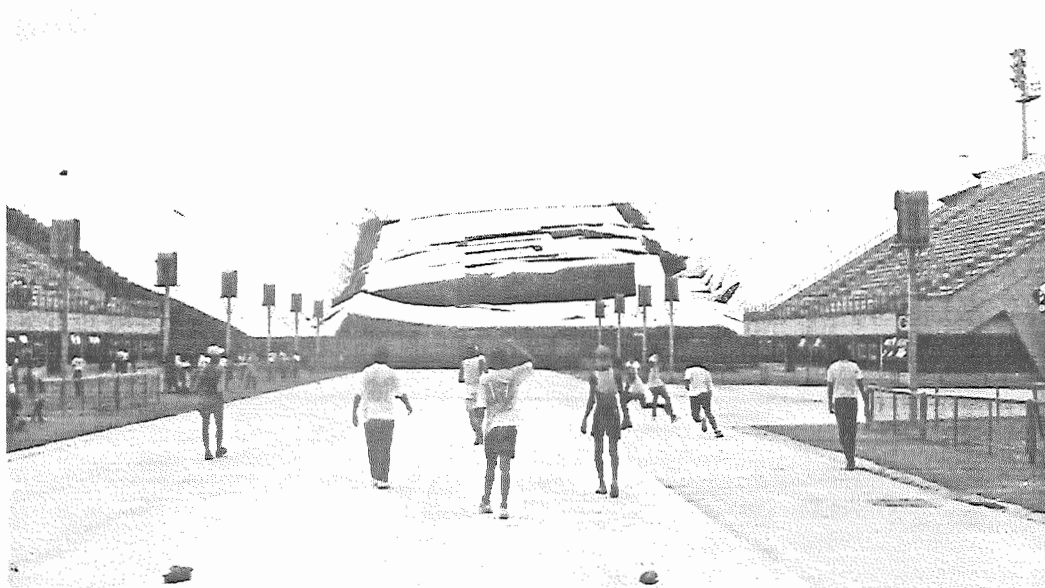


Figura 1.10 – Cobertura em Treliça Espacial / Manaus – AM (Fonte: Arquivo dos Autores)

2 MÉTODO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA INTERNO (γ_i)

2.1 A PROPOSTA DO MÉTODO

Este método resultou da contínua evolução experimentada no *século XIX* pela teoria da elasticidade. A introdução da segurança no projeto estrutural, por este método, é feita por meio do coeficiente de segurança interno, γ_i , impondo-se que as maiores tensões que aparecem por ocasião da utilização da estrutura, não ultrapassem o valor das correspondentes tensões de ruptura (σ_r) ou escoamento (σ_e) dos materiais, divididas por $\gamma_i > 1$. Do quociente dessa operação resulta a variável de interesse, denominada *tensão admissível do material*.

O método equivale a impor que as maiores tensões que possam aparecer por ocasião da utilização da estrutura (σ_{\max}) não ultrapassem as correspondentes tensões admissíveis:

$$\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma} = \frac{(\sigma_e \text{ ou } \sigma_r)}{\gamma_i}$$

Os valores a serem adotados para γ_i devem levar em conta a variabilidade inevitável das tensões de ruptura ou escoamento dos materiais, a variabilidade inevitável das intensidades das ações, a responsabilidade da estrutura, e outros fatores que serão discutidos mais adiante.

A determinação desses coeficientes de segurança internos é empírica, sendo os seus valores justificados pelos resultados disponíveis de estruturas concebidas com a sua utilização. Esses dados também orientam a sua alteração, permitindo um progresso gradual e seguro nos critérios de projeto, de modo a atender os aspectos econômicos, que exigem a minimização dos γ_i .

Para estados múltiplos de tensões, ligando-se ao critério de resistência adotado para cada material, podem ser definidas grandezas que caracterizam tais critérios, e, relativamente às quais podem ser introduzidos os coeficientes de segurança internos. O mesmo vale para a consideração de outros fenômenos como, por exemplo, aqueles referentes à fadiga em estruturas metálicas.

2.2 AS INCERTEZAS INSERIDAS NO COEFICIENTE INTERNO

Apesar de ter sido o primeiro método proposto e de grande utilidade na sua época, como todo método inicial apresentava falhas. Nesse sentido, alguns aspectos das incertezas no método, com relação ao coeficiente interno, devem ser agora mencionados.

Inicialmente, menciona-se o fato de que não são feitas considerações separadas a respeito das incertezas do sistema ou dos parâmetros, da natureza da estrutura, ou das conseqüências da ruína. As ações são geralmente especificadas por outras normas, sob a forma de *valores médios* estimados para as permanentes, *valores extremos* máximos estimados para as acidentais, e *valores estatísticos* estimados para a ação do vento. As incertezas são levadas em conta pelo calculista que, informalmente, faz hipóteses conservadoras a respeito do seu modelo teórico e, formalmente, pela adoção de valores para as ações e para as tensões admissíveis.

As tensões máximas calculadas ocorrem, em geral, em um ponto, ao invés de em toda a estrutura, constituindo assim um efeito localizado. Por exemplo, no caso do dimensionamento de uma viga simplesmente apoiada, o momento fletor máximo para uma carga uniformemente distribuída ocorrerá na seção situada no centro do vão, e as tensões máximas ocorrerão nas fibras superiores e inferiores desta seção. Esta situação pode caracterizar um esgotamento da capacidade resistente do material. No entanto, vale ressaltar que a maioria das estruturas não entra em colapso, simplesmente pelo fato de existirem tensões altamente localizadas. Essas tensões são redistribuídas, fluindo plasticamente para outras partes menos solicitadas do elemento.

Portanto, o coeficiente de segurança γ_i tem como importante tarefa considerar uma série de incertezas e imprecisões, que definirão o grau de segurança de uma estrutura. No estudo dos fatores que devem ser levados em conta na análise da segurança estrutural, será admitido o esquema usual, em que as comparações entre solicitações e resistências correspondentes são feitas por meio dos esforços solicitantes.

Este esquema é válido para as estruturas reticuladas e de superfície, perdendo o significado para estruturas que possuam as três dimensões da mesma ordem de grandeza (blocos). Neste caso, a comparação deve ser feita por meio das ações, devendo se entender os grupos a e b, definidos a seguir, como pertencentes a um mesmo grupo de fatores.

Grupo a - Fatores que influem nas ações

a.1- Variabilidade da intensidade das ações;

a.2- Probabilidade da ação simultânea das diversas ações que a estrutura deve suportar.

Grupo b - Fatores que influem nos esforços solicitantes

b.1- Erros da análise estrutural: decorrentes da atribuição de um esquema teórico de comportamento à estrutura real. Quase sempre o modelo teórico não reproduz exatamente a estrutura real;

b.2- Erros numéricos de cálculo: decorrentes da análise estrutural; por exemplo, em estruturas complexas, que exigem a solução de grandes sistemas de equações, chegam comumente a ser da ordem de 5% a 10%;

Importante não se consideram previsões para enganos nos cálculos.

b.3- Imprecisões geométricas construtivas: são as imprecisões relativas aos eixos das barras, às superfícies médias das cascas, ao posicionamento das armaduras, etc;

b.4- Variabilidade das características mecânicas dos materiais, em laboratório: são as variabilidades inevitáveis das características mecânicas dos diversos corpos de prova, os quais são ensaiados para caracterizar um determinado tipo de material;

b.5- Variabilidade das características mecânicas dos materiais, do laboratório para a obra: são as variabilidades encontradas entre o material do corpo de prova e o da obra; no caso de estruturas metálicas este fator praticamente inexistente, dependendo apenas de como o material é manuseado; no caso de estruturas de concreto, este fator depende essencialmente do controle de qualidade dos materiais recebidos na obra, da dosagem e da técnica de concretagem, ou seja, da técnica executiva.

Grupo c - Fatores que influem na responsabilidade da estrutura:

c.1- Tipo e montante dos danos produzidos pela eventual ruína da estrutura.

c.2- Capacidade de redistribuição dos esforços e de aviso de ruína iminente: a capacidade de redistribuição dos esforços e de aviso de ruína iminente pode minorar a responsabilidade da estrutura, relativamente a uma outra que não possua tais capacidades, por permitir uma redução do montante dos danos e, principalmente, por permitir a eliminação ou, pelo menos, a minimização de perdas de vidas humanas, no caso de uma eventual ruína.

2.3 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Apresentam-se a seguir, alguns exemplos de aplicação que possibilitarão discutir e esclarecer diversos conceitos básicos ligados à segurança estrutural. Nestes exemplos, quanto aos critérios de resistência, será admitido que o material satisfaça ao *Critério da Máxima Energia de Distorção* (ou *Critério de Von Mises*). Vale lembrar que para o critério em questão, com base na tensão normal admissível como tensão de referência, para o caso tridimensional, escreve-se:

$$\sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]} \leq \bar{\sigma} \quad (2.1)$$

Na expressão 2.1, σ_1 , σ_2 e σ_3 são as tensões principais. Essa mesma expressão pode ser particularizada para uma análise plana de tensão ($\sigma_3 = 0$), resultando:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2} \leq \bar{\sigma} \quad (2.2)$$

No caso de um estado plano de tensões constituído por σ_x e τ_{xy} , sendo $\sigma_y=0$, que é o caso particular de barras fletidas (vigas), a expressão resulta:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \bar{\sigma} \quad (2.3)$$

2.3.1 Barra Tracionada (tirante) – Seção Constante

Determinar a maior força P que pode ser suportada pelo tirante da figura 2.1, com seção transversal constante, sendo $\sigma_e = 30 \text{ kN/cm}^2$ e adotando coeficiente de segurança $\gamma_i = 3$.

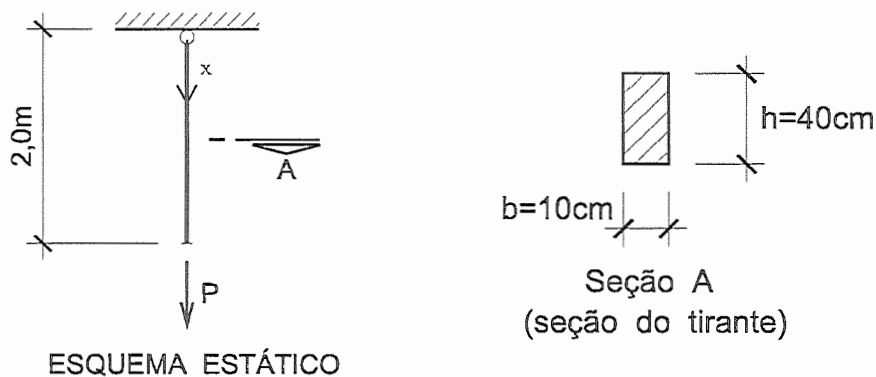


Figura 2.1 – Barra tracionada (com respectiva seção transversal)

Resolução: Neste caso, que apresenta tensão em apenas uma direção, a expressão 2.2 resulta:

$$\sqrt{\sigma_x^2} \leq \bar{\sigma} \rightarrow \sigma_x = \sigma_{\text{máx}} \Rightarrow \sigma_{\text{máx}} = \frac{P}{A} \leq \bar{\sigma} = \frac{\sigma_e}{\gamma_i}$$

Deste modo:

$$P \leq \frac{\sigma_e A}{\gamma_i} \Rightarrow P_{\text{máx}} = \frac{30 \times 10 \times 40}{3} = 4.000 \text{ kN}$$

2.3.2 Viga em Balanço

A estrutura da figura 2.2 é constituída por 4 trechos infinitamente resistentes, ligados entre si por uma material com $\sigma_e = 30 \text{ kN/cm}^2$. Supondo válida a hipótese de Navier para as deformações, determinar o máximo valor de P que pode ser suportado pela estrutura com $\gamma_i = 2$. A seção transversal da barra é constante.

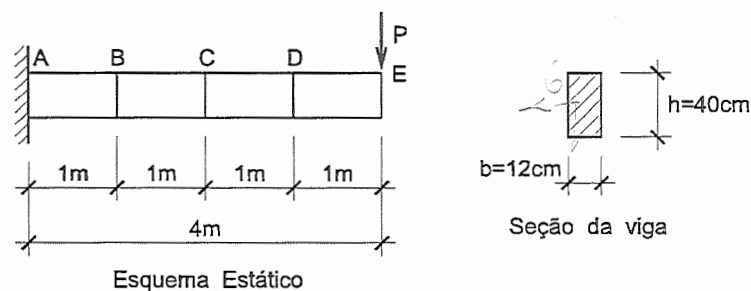


Figura 2.2 – Viga em balanço

Resolução: As maiores tensões normais na estrutura ocorrem nas fibras das bordas superior e inferior da seção A (engaste), e são obtidas pela expressão geral:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{W} = \frac{PL}{W}$$

O módulo de resistência (W) é dado por:

$$W = \frac{I}{y_{\text{max}}} = \frac{b h^2}{6}$$

A condição de segurança do método proposto, toma com base a expressão 2.3 ressaltando-se, como já é sabido na resistência dos materiais, que em $\sigma = \sigma_{\text{máx}}$, $\tau = 0$ e vice-versa, como ilustra a figura 2.3.

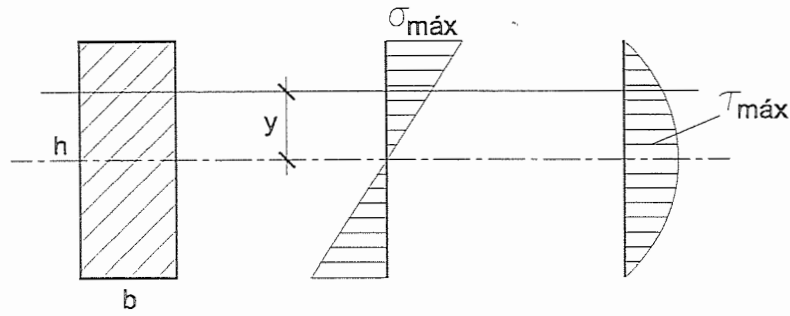


Figura 2.3 – Tensões Normal e de Cisalhamento

Desse modo, da expressão 2.3 resulta:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3(0)^2} \leq \bar{\sigma} \rightarrow \sigma_{\text{máx}} = \frac{6 P L}{b h^2} \leq \bar{\sigma} = \frac{\sigma_e}{\gamma_i}$$

Portanto, para $P=P_{\text{máx}}$ (para uma análise limite), obtém-se:

$$P_{\text{máx}} = \frac{\sigma_e b h^2}{6 L \gamma_i} = \frac{30 \times 12 \times 40^2}{6 \times 400 \times 2} = 120 \text{ kN}$$

Uma outra verificação que pode ocorrer aos mais detalhistas, é a da análise da barra por meio do esforço cortante, que será também máximo na seção no engaste, com distribuição já ilustrada na figura 2.3. Pelo mesmo critério de resistência adotado, tem-se para o cisalhamento máximo que $\sigma = 0$, e portanto:

$$\sqrt{0^2 + 3\tau^2} \leq \bar{\sigma} \rightarrow \tau\sqrt{3} \leq \bar{\sigma} \rightarrow \bar{\tau} \cong 0,60 \bar{\sigma} = 9 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão de cisalhamento máxima, no caso do exemplo, pode ser obtida por:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{V M_s}{b I_z}$$

onde: $I = bh^3/12$ $M_s = \frac{bh}{2} \times \frac{h}{4} = \frac{bh^2}{8}$ $V = 120 \text{ kN}$

Obtém-se:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{12 V}{8 h b} = 1,5 \frac{V}{A} = 0,375 \text{ kN/cm}^2$$

Pode-se proceder a uma análise limite, por meio da determinação do coeficiente interno para o caso da tensão de cisalhamento, pelo seguinte procedimento:

$$\gamma_i = \frac{\bar{\tau}}{\tau_{\text{máx}}} = \frac{9}{0,375} = 24$$

O resultado obtido permite observar que nos casos normais de flexão, o fator limitante é a tensão normal σ . A tensão de cisalhamento τ só é limitante em vigas com vãos pequenos, submetidas a ações muito altas e que possuam pequena largura (b), como no caso das vigas metálicas.

Outra verificação que pode parecer importante refere-se às fibras onde as duas tensões possuam valores diferentes de zero, como a mostrada na figura 2.3, para a ordenada y . Neste caso vale observar que σ varia mais rapidamente do que τ ; portanto, só ocorrem máximos nos extremos.

2.3.3 Viga biapoiada – carga concentrada

Determinar a máxima força P que pode ser suportada pela viga da figura 2.4 que possui seção constante, $\sigma_e = 18 \text{ kN/cm}^2$, usando $\gamma_i = 2$.

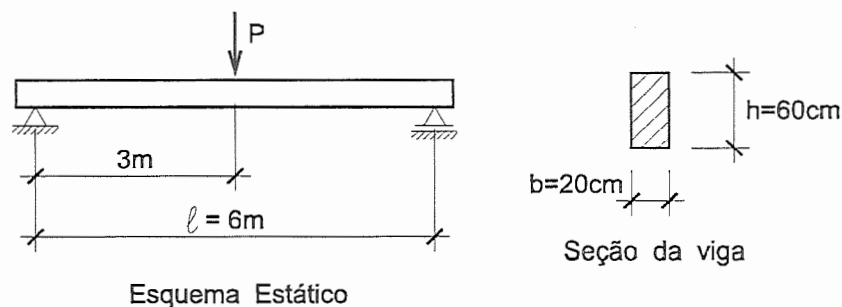


Figura 2.4 – Viga bi-apoiada com carga concentrada

Resolução: o momento máximo ocorre no meio do vão. Lembrando que o cisalhamento pode ser desconsiderado, pode-se escrever a condição de segurança na forma:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{W} = \frac{PL}{4} \times \frac{6}{bh^2} = \frac{P \times 600 \times 6}{4 \times 20 \times 60^2} \leq \bar{\sigma} = \frac{\sigma_e}{\gamma_i}$$

obtendo-se:

$$\sigma_{\text{máx}} = 0,0125P \leq \frac{18}{2} = 9 \rightarrow P_{\text{máx}} = \frac{9}{0,0125} = 720 \text{ kN}$$

Cabe aqui mencionar ao leitor que, nos problemas anteriores, conhecia-se o material e as dimensões das barras e buscava-se o maior valor que a força aplicada poderia atingir, com determinado γ_i , situação bastante comum nos diversos problemas de engenharia.

Entretanto, na grande maioria dos casos é conhecido o carregamento, o material e o γ_i , buscando-se a seção transversal. Vejamos alguns exemplos desta situação, nos exemplos que seguem.

2.3.4 Viga biapojada – Carga uniformemente distribuída

Determinar a altura mínima da viga de seção constante da figura 2.5, para que ela suporte o carregamento uniformemente distribuído de $p=100 \text{ kN/m}$, com $\gamma_i = 4$ e utilizando material com $\sigma_r = 8 \text{ kN/cm}^2$.

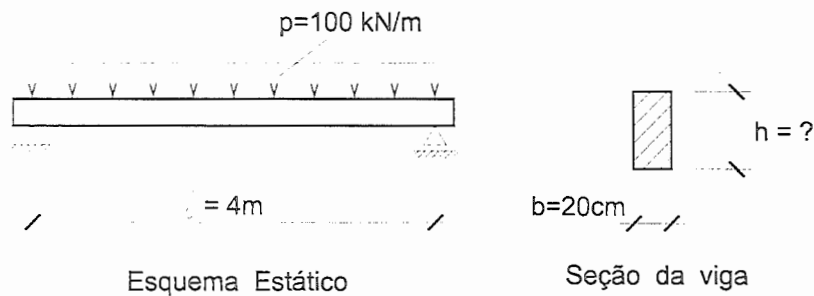


Figura 2.5 – Viga bi-apojada com carregamento distribuído uniformemente

Resolução: Mais uma vez, o momento máximo e as tensões normais máximas ocorrem no meio do vão, com o momento máximo valendo:

$$M_{\text{máx}} = \frac{pL^2}{8} = \frac{1,0 \times 400^2}{8} = 20.000 \text{ kNcm}$$

obtém-se a tensão máxima:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{W} = \frac{6 \times 20.000}{20 \times h^2} = \frac{6.000}{h^2}$$

impondo-se a condição de segurança, obtém-se a altura da seção:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{6.000}{h^2} \leq \frac{\sigma_r}{\gamma_i} = \frac{8}{4} = 2,0 \rightarrow h \geq \sqrt{\frac{6.000}{2,0}} = 54,772 \cong 55 \text{ cm}$$

2.3.5 Viga biengastada – seção circular

Determinar o diâmetro da viga de seção constante, representada na figura 2.6, confeccionada com material que possui $\sigma_e = 400\text{MPa}$, utilizando $\gamma_i = 1,67$.

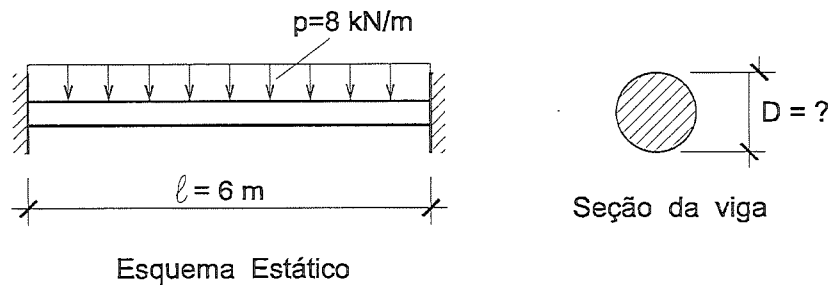


Figura 2.6 – viga de seção circular constante

Resolução: neste caso o momento máximo ocorre nos apoios, valendo:

$$M_{\text{máx}} = \frac{pL^2}{12} = \frac{0,08 \times 600^2}{12} = 2.400\text{ kNcm}$$

obtém-se a correspondente tensão máxima

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{W} = \frac{2.400}{\frac{\pi D^3}{32}}$$

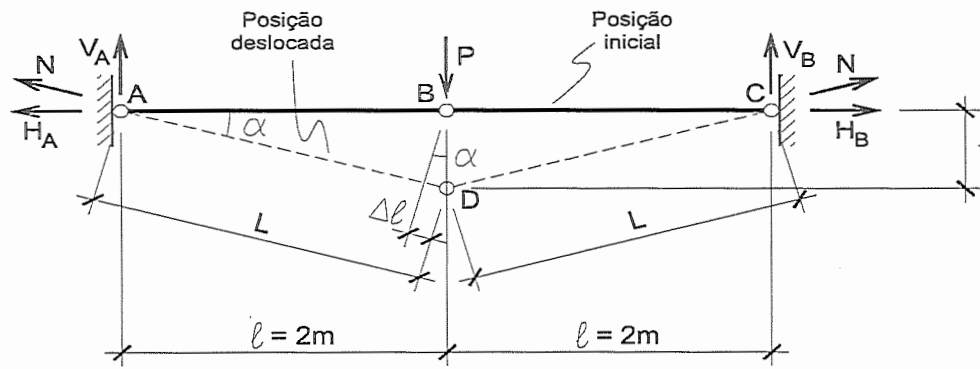
impondo-se a condição de segurança, obtém-se o diâmetro:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2.400}{\pi D^3} \times 32 \leq \frac{\sigma_e}{\gamma_i} = \frac{40}{1,67}$$

$$D \geq \sqrt[3]{\frac{1,67 \times 32 \times 2.400}{40 \pi}} = 10,0683 \cong 10\text{ cm}$$

2.3.6 Sistema de Barras horizontais

A estrutura da figura 2.7 é formada por barras iguais, de material com $\sigma_e = 24\text{ kN/cm}^2$, $A = 10\text{ cm}^2$, $E = 20.000\text{ kN/cm}^2$ e $L = 2\text{ m}$. Determinar o máximo carregamento P que pode ser suportado pela estrutura com $\gamma_i = 3$.



ESQUEMA ESTÁTICO, NAS POSIÇÕES INICIAL e FINAL

Figura 2.7

Resolução: Nesse caso, é essencial a consideração da teoria de segunda ordem, a qual leva a obter a posição de equilíbrio da estrutura na posição deslocada. Deste modo, escrevem-se:

$$L = l + \Delta l$$

$$\Delta l = f \operatorname{sen} \alpha = f \frac{f}{L} = \frac{f^2}{L}$$

e, pelas equações da estática aplicada na posição de equilíbrio:

$$V_A = V_B = V = P/2$$

$$H_A = H_B = H = \frac{P l}{2 f}$$

$$N = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{H L}{l} = \frac{P L}{2 f}$$

Como são desconhecidos os valores de f , L e N , buscam-se inicialmente, no triângulo ABD, as relações:

$$\Delta l = f \operatorname{sen} \alpha = \frac{f^2}{L} = \frac{N l}{E A} \rightarrow f^2 = \frac{L N l}{E A}$$

que, substituída na equação de N , após elevá-la ao quadrado, resulta:

$$N^2 = \frac{P^2 L^2}{4 f^2} = \frac{P^2 L^2 E A}{4 L N \ell} = \frac{P^2 E A L}{4 N \ell} \rightarrow N^3 = \frac{P^2 E A}{4} \times \frac{L}{\ell}$$

Admitindo como válida a hipótese de pequenos deslocamentos, é bastante razoável considerar que L/ℓ é aproximadamente igual a 1. Portanto:

$$N \cong 0,63 \sqrt[3]{P^2 E A}$$

Pela aproximação feita, esta equação conduz a um certo erro, mas possui resolução mais simples que a solução exata, a qual conduziria a uma equação do 4o. grau (o erro cometido fica na faixa de 1% a 2%). Com base na relação de segurança:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{A} = \bar{\sigma} \rightarrow \bar{\sigma}^3 = 0,25 \frac{P_{\text{máx}}^2 E}{A^2} \rightarrow P_{\text{máx}} = 2 A \sqrt{\frac{\bar{\sigma}^3}{E}}$$

e, para os valores numéricos do exemplo, resulta:

$$P_{\text{máx}} = 2 A \sqrt{\frac{\bar{\sigma}^3}{E}} = 2 \times 10 \sqrt{\frac{(24/3)^3}{20.000}} = 3,2 \text{ kN}$$

3. MÉTODO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA EXTERNO (γ_e)

3.1 BREVE HISTÓRICO

Em 1849, dois anos após o colapso de uma ponte em treliças de ferro fundido construída sobre o rio Dee na Inglaterra, ainda era debatida a questão do uso desse material na construção de pontes. A vários eminentes engenheiros tais como Brunel, Robert Stephenson, etc., era feita a seguinte pergunta: "*Qual deverá ser o múltiplo da maior carga que você considera como carga de ruptura de uma viga?*".

É claro que Brunel e seus contemporâneos estavam interessados no tipo de comportamento da estrutura caso ocorresse uma sobrecarga, e de fato fizeram provas de carga para assegurar que a estrutura pudesse suportar as cargas de serviço. Neles havia uma intuição que é inibida no engenheiro moderno, distraído pela exatidão da *teoria da elasticidade* e pelo uso conseqüente de tensões admissíveis. Se, por um lado, não pode ser negado o sucesso da engenharia por meio do uso e do desenvolvimento da *teoria da elasticidade*, por outro, é lamentável que essa teoria tenha sido tão sufocante.

No século atual, com o desenvolvimento cada vez maior da *teoria da plasticidade*, aplicável às estruturas construídas por materiais dúcteis (aço, por exemplo) e das *teorias do dano e da fratura*, aplicada às estruturas construídas por materiais frágeis (concreto, por exemplo), tem ocorrido uma espécie de retorno ao método de avaliação da segurança que se revelou com aquela pergunta feita em 1849.

A teoria da plasticidade tornou oportuno lembrar que, para se avaliar a segurança da estrutura, é importante conhecer as condições de colapso, o que sugeriu a introdução do fator de carga em alguns métodos de dimensionamento, que tem como definição a carga de colapso dividida pela carga de serviço, exatamente a mesma relação usada há 144 anos atrás. A única diferença é que hoje, faz-se uma estimativa da carga de colapso por cálculo teórico.

É evidente que a carga de colapso determinada por meios teóricos não é tão precisa como aquela determinada por provas de carga, pois a teoria baseia-se num modelo teórico simplificado do problema real.

3.2 A PROPOSTA DO MÉTODO

Se a resposta da estrutura fosse linear durante toda a sua história, ao longo de um carregamento proporcional e crescente da mesma, ou seja, se a estrutura apresentasse em todas as condições, proporcionalidade entre a intensidade do carregamento e a intensidade das correspondentes tensões, em todos os pontos e em todos os planos, seria possível dar uma interpretação externa ao coeficiente de segurança interno, γ_i , que passaria a ser um coeficiente que, ao multiplicar o carregamento de utilização da estrutura, definiria um carregamento proporcional ao mesmo, levando essa mesma estrutura à ruptura ou ao colapso.

A resposta linear de uma estrutura só existe enquanto as relações *tensão-deformação* do seu material permanecerem lineares (linearidade física), e enquanto a sua geometria ficar pouco alterada em função dos deslocamentos em resposta aos carregamentos aplicados (linearidade geométrica).

No entanto, a maioria absoluta das estruturas sujeitas a um carregamento proporcional, mesmo apresentando resposta linear em uma certa faixa desse carregamento, antes de atingir a ruptura ou o colapso deixa de ter resposta linear, quer por perder sensivelmente a linearidade geométrica, quer por perder a linearidade física ao deixar de seguir a lei de Hooke em alguns de seus pontos.

Observa-se que, a rigor, são poucas as estruturas que não perdem a linearidade geométrica, sendo a teoria linear (que normalmente é utilizada) uma aproximação do comportamento geométrico não linear das estruturas. No entanto, existem estruturas em que esse afastamento teórico é pouco sensível, até que ocorra a ruptura ou o colapso, e existem estruturas em que esse afastamento teórico é muito sensível. Como consequência, a interpretação externa que se poderia dar a γ_i , e que quase certamente estava implícita na conceituação dos seus introdutores, perde significado.

Portanto, para poder medir externamente a distância entre as condições de utilização da estrutura e as correspondentes condições de ruptura ou colapso, define-se como coeficiente de segurança de uma estrutura sujeita a um certo carregamento, o coeficiente de segurança externo, γ_e , como sendo o valor pelo qual se devem multiplicar as intensidades desse carregamento para se obter um novo carregamento, proporcional ao primeiro, que produza a ruptura ou o colapso da estrutura. Considere-se novamente o exemplo analisado anteriormente para comparar os valores obtidos com a introdução de γ_i , com os obtidos para γ_e .

3.3 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Determinar o coeficiente de segurança externo γ_e da estrutura do exemplo 2.1, porém agora comprimida, como ilustrada na figura 3.1, sujeita a um carregamento $P = 4.000\text{kN}$.

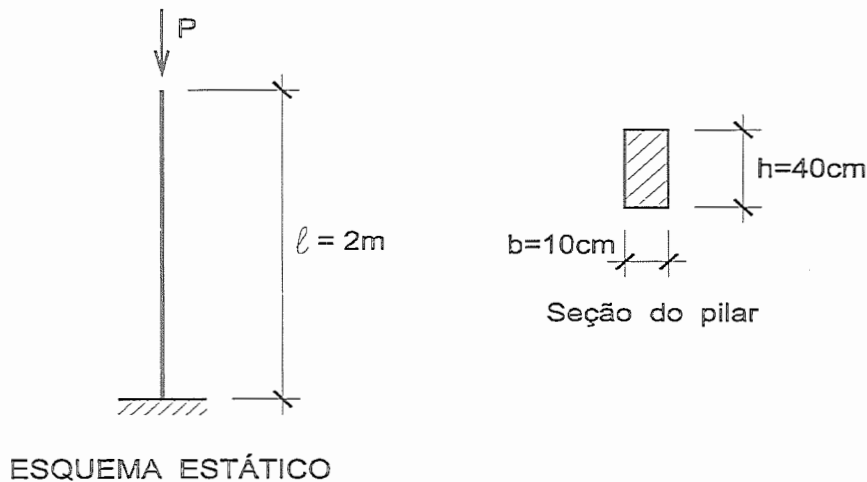


Figura 3.1 – barra prismática comprimida

Resolução: A tensão normal máxima correspondente ao carregamento de utilização especificado é $\sigma = 10 \text{ kN/cm}^2$. Se a estrutura mantivesse a resposta linear até a ruptura, ter-se-ia $\gamma_e = \gamma_i = 3$.

No entanto, ao ser atingida a carga de flambagem da estrutura, o comportamento da mesma deixa de ser linear, crescendo a partir de então as tensões muito mais rapidamente que as ações. Assim sendo, a ruptura da estrutura se dá com um carregamento muito pouco superior a P_{fl} podendo ser na prática o mesmo confundido com P_{fl} . Desse modo, resulta:

$$P_{fl} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{(2l)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \left(\frac{40 \times 10^3}{12} \right)}{4 \times 200} = 4.112 \text{ kN}$$

e portanto

$$\gamma_e = \frac{P_{fl}}{P} = \frac{4.112}{4.000} = 1,028$$

O resultado obtido com γ_e indica que a aplicação do método do coeficiente de segurança interno, neste caso, conduziu a uma distância quase que inexistente entre o carregamento de utilização da estrutura e o de ruptura, já que ambos foram praticamente coincidentes. Este fato, decorrente da perda da linearidade geométrica da estrutura, como consequência da flambagem, foi o primeiro grande argumento levantado contra o método dos coeficientes de segurança Interno. Já de longa data, em problemas de flambagem, vem sendo utilizado o coeficiente γ_e no projeto de estruturas, em substituição a γ_i . A figura 3.2 ilustra o comportamento altamente não linear da estrutura considerada.

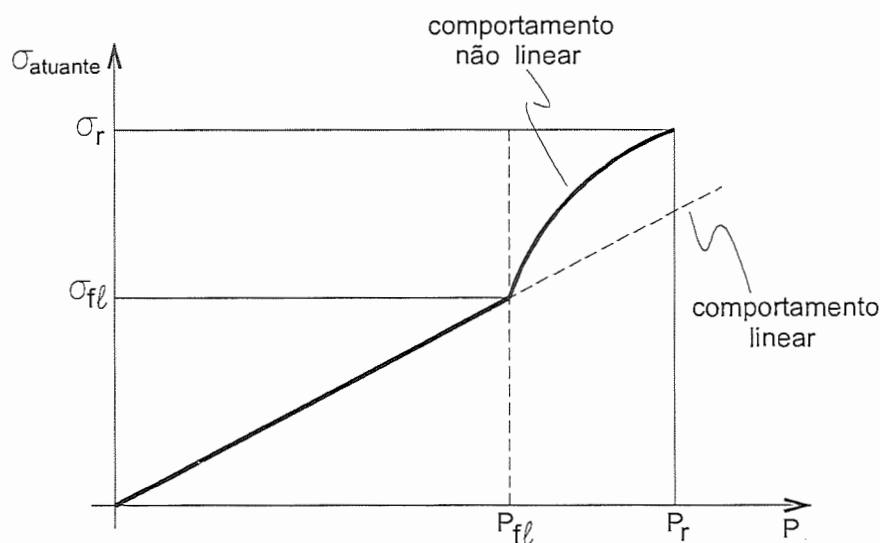


Figura 3.2 – Confronto de Comportamento: Linear x Não-linear

Uma análise cuidadosa com referência à figura 3.2, permite observar que uma vez atingida a carga de flambagem (P_{fl}), aparece a influência do efeito da flexão na barra oriunda da perda de estabilidade lateral, evidenciada nas tensões que passam a crescer rapidamente para pequenos incrementos de carga.

Cabe ressaltar que se fosse desejado, para o mesmo exemplo em questão, a ocorrência de $\gamma_e=3.0$, dois procedimentos podem ser adotados: a determinação de um novo carregamento ou alterando a seção transversal da barra

Com relação ao carregamento, é possível determinar um novo valor de P_a para que se tenha uma distância com relação à carga P_{fl} , correspondente ao valor de $\gamma_e = 3$. Assim, basta impor que:

$$P_a = \frac{P_{fl}}{\gamma_e} = \frac{4.112}{3} \cong 1.371 \text{ kN}$$

Com relação à seção, é possível redimensioná-la para obter $\gamma_e = 3$, ao aplicar um carregamento concentrado $P_a = 4.000 \text{ kN}$. Para tanto, deve-se aumentar a seção transversal de modo a obter:

$$P_{fl} \geq \gamma_e P_a = 4.000 \times 3 \cong 12.000 \text{ kN}$$

Pela expressão $P_{fl} = (\pi^2 EI)/(2l)^2$, determina-se o momento de inércia da seção

$$I_{min} \geq \frac{4l^2 P_{fl}}{\pi^2 E} = \frac{4 \times 200^2 \times 12.000}{\pi^2 \times 20.000} = 9.727 \text{ cm}^4$$

Como se sabe, $I_{min} = (hb^3)/12$, cujos valores iniciais são $b = 10 \text{ cm}$ e $h = 40 \text{ cm}$. Como uma boa estratégia, sabe-se que aumentando b ao invés de h , o valor de I_{min} crescerá mais rapidamente. Logo:

$$\frac{40b^3}{12} \geq I_{min} = 9.727 \text{ cm}^4 \rightarrow b \geq 14,25 \text{ cm}$$

4. INTRODUÇÃO AO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS ($\bar{\sigma}$)

4.1 – A PROPOSTA DO MÉTODO

O *Método das Tensões Admissíveis* serviu de base às normas de dimensionamento de estruturas até quase os dias atuais. Nos itens que seguem, são apresentadas a proposta do método, bem como críticas devido a algumas falhas inerentes a ele, razão pela qual vem sendo substituído por outros métodos. Este método introduz a segurança no dimensionamento de duas maneiras distintas:

- a-) Nos elementos submetidos à solicitações estabilizantes, como as de tração, é utilizado o coeficiente de segurança interno, γ_i ;
- b-) Nos elementos que podem apresentar flambagem, como por exemplo, pilares ou vigas que não possuem adequadas contenções laterais, o método utiliza o coeficiente de segurança externo, só que dividindo o carregamento teórico de ruptura ou de colapso para obter o valor admissível.

4.2 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Determine a tensão admissível no pilar calculado no exemplo do capítulo 3, agora com seção transversal de $(14,25 \times 40)$ cm² e solicitado por um carregamento concentrado do $P=12.000$ kN, para obter $\gamma_e = 2,0$.

Resolução: No exemplo do capítulo 3, bastava dividir a carga de colapso pelo coeficiente de segurança externo, para obter-se a máxima carga que poderia ser aplicada. Agora, o procedimento para a obtenção da tensão admissível, neste caso, nada mais é do que a tensão de flambagem dividida pelo coeficiente de segurança externo, ou seja:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_{fl}}{\gamma_e} = \frac{P_{fl}}{A\gamma_e} = \frac{12.000}{(14,25 \times 40) \times 2,0} = 10,526 \text{ kN/cm}^2$$

que conduz a uma carga admissível de

$$P_{m\acute{a}x} = \bar{\sigma} \times A = 10,526 \times (14,25 \times 40) = 6.000 \text{ kN}$$

que é exatamente o valor da carga de colapso dividido por γ_e .

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{P_{fl}}{\gamma_e} = \frac{12.000}{2,0} = 6.000 \text{ kN}$$

4.3 CRÍTICAS AO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

Conforme foi visto, com base nos coeficientes de segurança interno e externo, o Método das Tensões Admissíveis procura:

- *estabelecer uma medida da segurança das estruturas*
- *estabelecer uma sistemática para a introdução da segurança nos projetos estruturais.*

No que diz respeito à medida da segurança introduzida, pode-se de imediato observar ser ela bastante deficiente.

Como já foi dito, o coeficiente de segurança γ_i deve depender, entre outros fatores, da variabilidade das resistências dos materiais, crescendo em função das dispersões correspondentes aos materiais utilizados. Este fator justifica, por exemplo, a utilização de $\gamma_i = 2$ em uma estrutura metálica e a utilização de $\gamma_i = 4$ (ou 5) em uma estrutura de madeira.

A simples consideração desta diferença permite concluir não ser γ_i uma boa medida da segurança pois, quando se projeta uma estrutura de madeira com $\gamma_i = 4$, não se deseja e nem se consegue que ela tenha uma segurança maior do que a de uma estrutura metálica projetada como $\gamma_i = 2$, mas sim que as duas estruturas tenham a mesma segurança ou, pelo menos, segurança da mesma ordem de grandeza;

Por outro lado, se duas estruturas, uma de madeira e outra metálica, possuírem $\gamma_i = 2$, a primeira terá segurança menor do que a segunda, embora ambas possuam o mesmo γ_i . A

constatação de que apenas o valor de γ_i não define a segurança de uma estrutura acaba por mostrar a deficiência de tal medida da segurança.

No que diz respeito à sistemática estabelecida pelo Método das Tensões Admissíveis para a introdução da segurança nos projetos estruturais, cabem críticas ainda mais contundentes. Inicialmente, cabe a crítica de que existe a preocupação apenas com o estabelecimento de uma conveniente distância entre a situação de utilização da estrutura e aquela que corresponderia à sua ruptura (desagregação do material) ou ao seu colapso (perda da sua capacidade portante, por se tornar parcial ou totalmente hipostática).

Não existe a preocupação com a verificação de outras condições que possam invalidar a utilização da estrutura, como por exemplo, o aparecimento de deformabilidade exagerada da mesma. No entanto, essa crítica não é a mais grave, pois outras condições que possam colocar a estrutura fora de serviço poderiam ser satisfeitas por meio de verificações adicionais, em separado.

A principal crítica que se pode fazer e que se deve fazer ao Método das Tensões Admissíveis reside justamente na distância que ele introduz entre a situação de utilização da estrutura e aquela que corresponderia a uma ruptura ou a uma colapso da mesma. Essa distância fica muito mais bem definida procurando estabelecer relação entre os carregamentos correspondentes a tais situações (γ_e), do que procurando estabelecer a relação entre as tensões correspondentes a tais situações (γ_i).

As estimativas teóricas são seguras, desde que a idealização do comportamento da estrutura seja feita de forma conservadora. Além disso, a carga de colapso é obtida de forma muito mais rápida e econômica que a obtida por prova de carga.

O maior avanço do método do coeficiente de segurança externo, em relação ao método do coeficiente de segurança interno, é que nele tenta-se considerar a forma de comportamento da estrutura, ou seja, como o modelo teórico ideal da estrutura se comportaria se essa estrutura fosse construída.

Entretanto, o método ainda apresenta muitos defeitos. Não existe uma separação entre incertezas do sistema e incerteza de parâmetros. As ações são especificadas da mesma forma que para o método do coeficiente interno, ou seja, uma mistura de médias, máximas e valores estatísticos estimados. Existe também nesse método uma confusão filosófica e falta de rigor, não existindo uma estrutura lógica de raciocínio, por meio da qual possam ser examinados todos os estados limitativos da estrutura.

Devem ser louvadas iniciativas dos calculistas que, usando a teoria plástica simples, fazem também uma análise do comportamento elástico da mesma estrutura. Como consequência, o método das tensões admissíveis não retrata com boa precisão a condição de colapso, nem permite que seja feita uma avaliação confiável dessa condição.

O método contudo, representa uma subestimativa da segurança, ou seja, um limite inferior de segurança. Tem o grande mérito de ser simples, direto, e fácil de usar, desde que os coeficientes de segurança sejam adequadamente escolhidos. Entretanto, como não é um método realista, poderia ser perigoso nos casos em que a confiança numa análise mais sofisticada da estrutura, induzisse o calculista a reduzir o coeficiente de segurança. Objetivando que tal redução seja justificada, é necessário também que seja feito um estudo mais rigoroso a respeito das incertezas do sistema e dos parâmetros.

Uma outra desvantagem do método é o de não ser logicamente completo. Não oferece uma estrutura lógica de raciocínio, por meio da qual possam ser analisados todos os fatores que condicionam o projeto de uma estrutura. É óbvio que outros efeitos que não sejam tensões devem ser analisados no projeto de uma estrutura, como por exemplo deformações, controle de fissuras, etc.

Não obstante as normas tratem desses efeitos, o método permanece obscuro e desprovido de unidade filosófica. Dá uma ênfase excessiva às tensões elásticas e pouca ênfase às restrições que devem ser impostas ao uso da estrutura. A moderna engenharia já ultrapassou tal método.

5. INTRODUÇÃO AOS MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

5.1 COMENTÁRIOS PRELIMINARES

Pelo que já foi apresentado nos capítulos anteriores, tudo leva a crer que um método de introdução da segurança em uma estrutura, qualquer que seja, deve levar em conta a conceituação completa de segurança, analisando todos os seus aspectos, e adotando para medida de segurança o coeficiente de segurança externo.

Entretanto, tal método permite a crítica fundamental de que se parte, além da premissa de que o comportamento estrutural é um fenômeno determinístico, da premissa de que os parâmetros mecânicos e geométricos da estrutura também o são. A hipótese de que o comportamento estrutural é um fenômeno determinístico é lógica e verificada experimentalmente, não se conhecendo situações que a contradigam.

No entanto, a hipótese de que os parâmetros mecânicos e geométricos são determinísticos não é verificada experimentalmente. Ao serem feitos ensaios para a determinação de σ_e de um material qualquer, encontra-se uma variável aleatória contínua, à qual se deve associar uma lei de distribuição de densidade de probabilidade.

Basta a consideração da variabilidade de σ_e para que uma idéia fundamental já possa ser formulada: γ_e também não é uma medida satisfatória da segurança de uma estrutura pois, mesmo considerando que apenas σ_e não tenha um comportamento determinístico, duas estruturas geometricamente iguais e igualmente solicitadas, projetadas com o mesmo γ_e , mas construídas com materiais cujos σ_e apresentem dispersões diferentes, terão seguranças diferentes, sendo a menor a da estrutura que tiver σ_e com maior dispersão.

Por exemplo, uma estrutura metálica e uma estrutura de madeira, geometricamente iguais e igualmente solicitadas, ambas projetadas com $\gamma_e = 3$, possuem seguranças diferentes, sendo menos segura a estrutura de madeira por apresentar maior dispersão para σ_e .

Esta conclusão, obtida com a consideração apenas de σ_e como variável aleatória, fica reforçada com a consideração adicional de que todas as características geométrica e mecânicas

da estrutura também são variáveis aleatórias e, ainda mais, com a consideração adicional de que as ações também o são.

5.2 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

A viga do exemplo 2.2, apresentado no capítulo 2, é ligada por um material com σ_e apresentando uma distribuição log-normal de média $\sigma_m = 30 \text{ kN/cm}^2$ e coeficiente de variação de 15%. Determinar as probabilidades de ruína da estrutura e os correspondentes valores de P.

Resolução: Uma distribuição log-normal de densidade de probabilidade para a variável aleatória σ_e é uma distribuição tal que $\ln(\sigma_e)$ apresente uma distribuição normal de densidades de probabilidade. Sendo σ_m e c, respectivamente a média e o coeficiente de variação da distribuição log-normal, a distribuição normal de $\ln(\sigma_e)$ apresenta média $\ln(\beta)$ e desvio padrão δ dados por:

$$\delta = \sqrt{\ln(1+c^2)} \qquad \beta = e^{\frac{\delta^2}{2}}$$

Com tais resultados, podem ser utilizadas as tabelas da distribuição normal. No caso de se ter $c=0,15$, obtém-se: $\delta = 0,1492$ e $\beta = 29,6681 \text{ kN/cm}^2$. Denominando-se S como a maior tensão que ocorrerá na estrutura e p como a probabilidade de ruína, que será a probabilidade de se ter, em cada caso, $\sigma_e \leq S$, pode-se escrever:

$$S = \frac{6P\ell}{bh^2} \quad ; \quad p = p[\sigma_e \leq S]$$

Na tabela 5.1, estão indicados os valores correspondentes de P, S, p e γ_e , calculados relativamente ao valor de σ_m .

Existem outras idéias fundamentais que podem agora ser introduzidas, como por exemplo, as interpretações físicas que podem e devem ser dadas à probabilidade de ruína. Conforme se sabe, a probabilidade “p” de um certo evento pode ser entendida como o limite para o qual tende a frequência relativa da ocorrência daquele evento, quando o número e repetição das situações em que ele pode ocorrer tende para infinito.

<i>TABELA 5.1 – Valores de P, S, p e γ_e</i>			
<i>P (kN)</i>	<i>S (kN/cm²)</i>	<i>p</i>	<i>γ_e</i>
87,3	10,91	10^{-11}	2,75
20,29	12,86	10^{-8}	2,33
155,6	15,70	10^{-5}	1,91
136,3	17,04	10^{-4}	1,76
149,8	18,71	10^{-3}	1,60
168,0	21,00	10^{-2}	1,43
196,1	24,52	10^{-1}	1,22
214,5	26,81	0,25	1,12
237,4	29,67	0,50	1,01
262,6	32,83	0,75	0,91
287,2	35,90	0,90	0,84

Nesta concepção, se forem construídas e carregadas “n” estruturas igualmente especificadas e controladas, se o número de ruínas ocorridas for “r”, à medida que “n” crescer a relação “r/n” tenderá a “p”, podendo-se para um “n” suficientemente grande supor $r = pn$. Por exemplo, se $p=10^{-4}$ para n suficientemente grande, 1 em cada 10.000 estruturas construídas deverá atingir a ruína.

Pela probabilidade de ruína, pode-se chegar a uma medida conceitualmente perfeita da segurança de uma estrutura. Sendo “p” a probabilidade de ruína de uma estrutura, “1-p” é por sua vez uma medida conceitualmente perfeita da *Segurança Estrutural*, levando em conta todos os fatores que influem na mesma.

No entanto, devido ao fato de que p assume, e deve mesmo assumir nos casos reais, valores muito pequenos, a *Probabilidade de Sobrevivência* apresenta uma faixa de variação muito estreita, por exemplo, entre 0,999 e 0,999999. Esses valores não são convenientes para a sua utilização corrente, em face da falta notória de sensibilidade numérica.

Diversas medidas da segurança podem ser introduzidas sem apresentar esse inconveniente. Uma delas, perfeitamente satisfatória, é o *Índice de Segurança*, definido por:

$$s = -\log(p)$$

Do exemplo apresentado nesse capítulo, pode-se extrair valores de s , ilustrados na tabela 5.2, que mostram claramente o que já foi dito.

TABELA 5.2 – Valores de s , p e γ_e

s	P	γ_e
11	10^{-11}	2,75
8	10^{-8}	2,33
5	10^{-5}	1,91
4	10^{-4}	1,76
3	10^{-3}	1,60
2	10^{-2}	1,43
1	10	1,22
0,602	0,25	1,12
0,301	0,50	1,01
0,125	0,75	0,91
0,046	0,90	0,84

5.3 CONSIDERAÇÕES DE INTERESSE

Dentro da concepção probabilística, que obrigatoriamente deve ser introduzida, os conceitos de coeficientes de segurança devem ser abandonados. Conforme será visto, no estágio atual de desenvolvimento dos Métodos Probabilísticos, ainda parece ser conveniente a sua manutenção, principalmente em face das grandes dificuldades ainda existentes, para o cálculo de “ s ”, nos casos reais de projeto. No entanto, a sua manutenção só pode e só deve ser feita, sabendo-se que ela é transitória e formalmente imperfeita. Finalmente, que ela deve se subordinar, sempre que possível, aos Métodos Probabilísticos.

A conclusão de que a segurança estrutural é um problema probabilístico tem implicações conceituais, éticas e econômicas. O conceito de que uma estrutura, ao ser projetada e construída, deva apresentar sempre uma probabilidade de ruína, pode parecer chocante a muitas pessoas e mesmo a muitos engenheiros.

Durante muitos anos, a teoria das estruturas deu a falsa sensação de que era possível alcançar uma segurança absoluta, especialmente se houvesse um controle operacional das ações que viessem a agir sobre a estrutura. Embora desde 1936 já estivesse clara a conceituação probabilística, apenas recentemente vem ela se impondo de uma forma mais ampla, como aliás não poderia deixar de ser, já que ela decorre da própria natureza do fenômeno, e não de uma decisão humana, conforme já foi visto.

Assim, resta apenas aos engenheiros projetar e construir estruturas que apresentem probabilidades de ruína baixas, comparáveis àquelas probabilidades de riscos inevitáveis ligados a outras atividades humanas, citando como exemplo, os valores:

a-) de 0,7 %, como a probabilidade de uma pessoa ser morta em acidentes de estradas;

b-) de 0,2 %, como a probabilidade de sofrer um acidente uma pessoa que voa 10 horas/ano ou de uma pessoa que faz 300 viagens de trem no mesmo período;

c-) de 10^{-5} , como a probabilidade de qualquer pessoa, em perfeitas condições físicas e mentais, morrer antes de terminar o dia.

Considerações desse tipo acabam por levar à conclusão de que são normalmente admissíveis para as estruturas probabilidades de ruína entre 10^{-3} e 10^{-6} , ou seja, valores de índice de segurança “s” de 3 a 6.

Sob o aspecto ético, cabe ao engenheiro definir as probabilidades de ruína aceitáveis em cada situação, levando em conta não só os riscos humanos e materiais envolvidos, mas levando em conta o fato consumado de que o risco é inevitável. Por outro lado, cabe à sociedade passar a entender e a julgar os engenheiros levando em conta a inevitabilidade desse risco e não a pressupor que eles trabalham com segurança absoluta.

Porém, para que isso possa efetivamente acontecer, é essencial que os próprios engenheiros distingam, clara e corajosamente, no caso de acidentes, aqueles devidos a erros de projeto ou de execução, daqueles devidos à aleatoriedade inevitável dos fatores de que a segurança depende.

Sob o aspecto econômico, cabe ao engenheiro tomar uma decisão perante a incerteza, fixando a probabilidade de ruína “p” com que viria projetar e construir uma certa estrutura, levando em conta os custos da construção e o montante dos danos decorrentes de uma eventual ruína da mesma.

6. MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

6.1 A PROPOSTA DO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

O conceito de dimensionamento nos estados limites foi desenvolvido na Rússia no período de 1947 a 1949, aprovado em 1955 e introduzido na engenharia civil em 1958 (Streleckij, 1968). Foi a primeira tentativa de disciplinar todos os aspectos da análise de estruturas, incluindo a especificação de ações e a análise de segurança.

É um critério usado para definir um limite acima do qual um elemento da estrutura não poderá ser mais utilizado, caracterizando um *limite de utilização*, ou acima do qual será considerado inseguro, caracterizando um *limite último*. Portanto, quando um elemento da estrutura tornar-se inadequado para uso, ou quando uma estrutura deixa de atender a uma das finalidades de sua construção, diz-se que ela atingiu um estado limite ou, como sinônimo, que ela atingiu a ruína.

De acordo com a conceituação de segurança introduzida, pode-se dizer que segurança de uma estrutura é a capacidade que ela apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil, sem atingir qualquer dos limite anteriormente citados. Originam-se, portanto, os estado limites podem ser classificados em duas categorias: *Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização*.

6.1.1 Estados Limites Últimos

Os Estados Limites Últimos são aqueles correspondentes ao esgotamento da *capacidade portante* da estrutura, podendo ser originados, em geral, por um ou vários dos seguintes fenômenos:

a.1-) Perda da estabilidade de equilíbrio de uma parte ou do conjunto da estrutura, assimilada esta a um corpo rígido. Por exemplo, tombamento, arrancamento de suas fundações, deslizamento, etc;

a.2-) Colapso da estrutura, ou seja, transformação da estrutura original em uma estrutura parcial ou totalmente hipostática, por plastificação;

a.3-) Perda da estabilidade de uma parte ou do conjunto da estrutura, por deformação;

a.4-) Deformações elásticas ou plásticas, deformação lenta e fissuração (no caso de concreto estrutural) que provoquem uma mudança de geometria que exija uma substituição da estrutura.

a.5-) Perda de capacidade de sustentação por parte de seus elementos, ruptura de seções, por ter sido ultrapassada a resistência do material, sua resistência à flambagem, à fadiga, etc;

a.6-) Propagação de um colapso que se inicia em um ponto ou região da estrutura, para uma situação de colapso total (colapso progressivo ou falta de integridade estrutural);

a.7-) Grandes deformações, transformação em mecanismo, instabilidade global.

Os estados limites últimos estão relacionados ao colapso da estrutura ou parte dela (colapso real ou convencional). Tal estado limite deverá ter uma probabilidade muito pequena de ocorrência, pois terá como consequência a perda de vidas humanas ou da propriedade.

Um estado limite último também ocorre devido à sensibilidade da estrutura aos efeitos da repetição das ações, do fogo, de uma explosão, etc. Essas causas devem ser consideradas por ocasião da concepção da estrutura. A verificação desses estados limites é obrigatória, mesmo que não explicitamente listados em normas.

6.1.2 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização estão, por sua vez, relacionados à interrupção do uso normal da estrutura, aos danos e à deterioração da mesma. Para esses estados limites, maior probabilidade de ocorrência poderá ser tolerada, pelo fato de não representarem situações tão perigosas quanto os estados limites últimos.

Portanto, os estados limites de utilização correspondem às exigências funcionais e de durabilidade da estrutura, podendo ser originados, em geral, por um ou vários dos seguintes fenômenos:

b.1-) deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura, como por exemplo: flechas ou rotações que afetam aparência da estrutura, o uso funcional ou a drenagem de um

edifício, ou que possam causar danos a componentes não estruturais e aos seus elementos de ligação;

b.2-) deslocamentos excessivos sem perda do equilíbrio;

b.3-) Danos locais excessivos (fissuração, rachaduras, corrosão, escoamento localizado ou deslizamento) que a afetam a aparência, a utilização ou a durabilidade da estrutura;

b.4-) Vibração excessiva, que venha a afetar o conforto dos ocupantes de uma edificação ou a operação de equipamentos;

6.2 ASPECTOS PARA O DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento pelo método dos estados limites, é um processo onde encontram-se envolvidos os seguintes aspectos:

- 1-) A identificação de todos os modos de colapso ou maneiras pelas quais a estrutura poderia deixar de preencher os requisitos para os quais foi projetada (estados limites);*
- 2-) Determinação de níveis aceitáveis de segurança contra a ocorrência de cada estado limite;*
- 3-) A consideração, pelo calculista da estrutura, dos estados limites significativos.*

No projeto dos edifícios comuns, os itens (1) e (2) são cobertos pelas normas, como por exemplo na NB-14, atual NBR 8800 (Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios), que indica os estados limites que devem ser considerados. Para as estruturas normais, o calculista é responsável pelo item (3), geralmente começando pelo estado limite mais crítico.

Portanto, o dimensionamento pelo método dos estados limites é um processo de 3 etapas. A etapa 2 é aquela que envolve a determinação de níveis aceitáveis de segurança contra a ocorrência de cada estado limite. Essa etapa é baseada em métodos probabilísticos, que levam em consideração a variabilidade das ações e das resistências. No projeto de uma estrutura, o calculista não lida diretamente com probabilidades.

As vantagens principais do dimensionamento pelo método dos estados limites são:

- a-) Confiabilidade mais coerente entre as várias situações de projeto, pois a variabilidade das resistências e das ações é representada de forma explícita e independente para resistências e ações (β : valor médio das resistências ou s : índice de segurança);*

b-) O nível de confiabilidade pode ser escolhido de tal forma que possa refletir as conseqüências do colapso;

c-) Permite que o calculista compreenda melhor os requisitos que uma estrutura deve atender, e o comportamento da estrutura, necessário ao preenchimento desses requisitos;

d-) Simplifica o processo de dimensionamento;

e-) É uma ferramenta que ajuda o calculista a avaliar situações de projeto fora das rotineiras;

f-) É uma ferramenta que permite atualizar normas, de maneira mais racional;

g-) Trabalha-se com variáveis probabilísticas.

A introdução da segurança no projeto estrutural relativamente aos estados limites últimos já foi em parte analisada e será completada a seguir.

A introdução da segurança, no caso dos estados limites de utilização, recai em uma simples verificação do comportamento da estrutura, sujeita às ações correspondentes à sua utilização, comparando-o com o comportamento desejável para as condições funcionais e de durabilidade especificadas.

6.3- VERIFICAÇÕES DE PROJETO

Atualmente, para os projetistas assegurarem com um nível razoável de probabilidade que, no todo ou em parte, a estrutura não atinge um estado limite nem durante a fase de construção e nem durante o período previsto para a sua utilização, utiliza-se um método que consiste essencialmente em determinar as ações, ou sua combinação, cujos efeitos conduzem a estrutura a um estado limite e garantir que são superiores às ações, determinadas probabilisticamente, a que ela pode estar sujeita nesse período.

Na prática, o processo de verificação é, no entanto, inverso e baseia-se no conceito de "efeito das ações de cálculo", representado pela variável S_d , e no conceito de "resistência de cálculo correspondente", representada pela variável R_d . O objetivo é o de garantir uma condição de segurança, imposta pela relação:

$$S_d \leq R_d$$

O caráter semi-probabilístico da verificação da segurança e das boas condições de serviço (confiabilidade) é introduzido definindo as ações e as resistências dos materiais por meio dos valores característicos de R_d e S_d , representados por R_k e S_k , determinados estatisticamente ou baseados na experiência.

Cabe ressaltar que os valores de cálculo (ou projeto), das ações ou seus efeitos, no caso S_d , e das resistências, no caso R_d , são obtidos dos seus correspondentes valores representativos, S_k e R_k , afetando-os de fatores de segurança, γ_f e γ_m , respectivamente, como ilustrado na figura 6.1, por meio de uma distribuição normal de probabilidade.

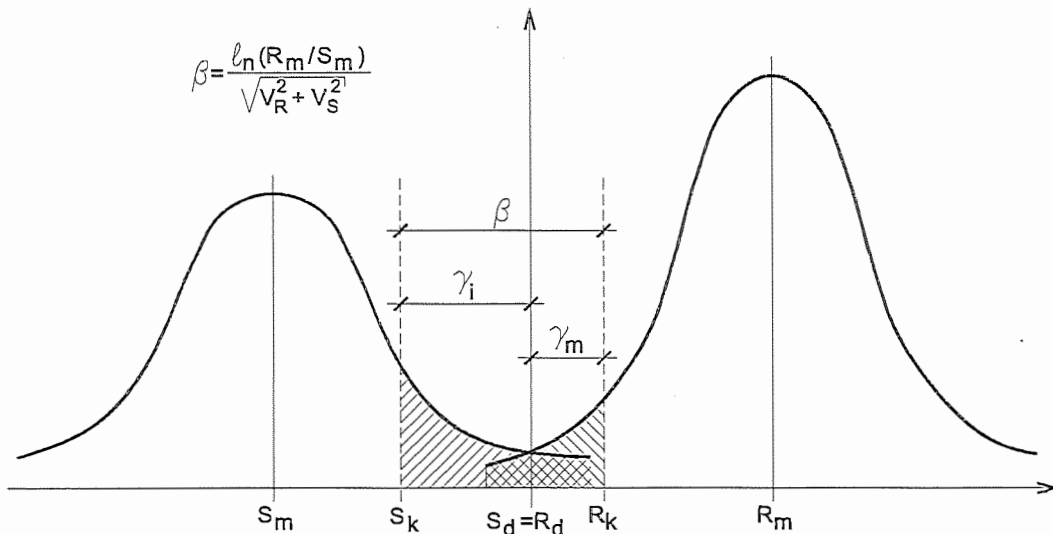


Figura 6.1 – Distribuição Normal das Solicitações e Resistências

Os fatores de segurança γ_f e γ_m , como demonstrado na figura 6.1, são determinados por considerações probabilísticas para cada tipo de estado limite, geralmente como produtos de coeficientes parciais.

A subdivisão em coeficientes parciais, tem por objetivo quantificar separadamente as várias causas de incerteza, umas quantificáveis probabilisticamente e outras dependendo de opções subjetivas. O fator γ_f para as ações F e efeitos $S(F)$ (solicitações, esforços, etc.) é, geralmente, considerado como produto de três fatores, $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$, onde:

γ_{f1} : Para levar em conta a possibilidade de ocorrência de ações que se afastem do valor característico;

γ_{f2} : Fator de combinação a considerar quando ações diferentes atuam combinadas para traduzir a probabilidade reduzida de todas as ações atingirem simultaneamente valores elevados. Este fator é usualmente identificado como ψ_0 ;

γ_{f3} : Para ter em conta a imprecisão na determinação dos efeitos das ações (solicitações ou tensões) e o efeito da variação das dimensões nos esforços que se geram na montagem, ou execução;

Para quantificação dos vários γ_{fi} e, para o estabelecimento das regras de combinação, as ações são classificadas segundo a sua variabilidade no tempo em três categorias:

- **AÇÕES PERMANENTES**: representadas pela letra *G*
- **AÇÕES VARIÁVEIS**: representadas pela letra *Q*
- **AÇÕES EXCEPCIONAIS**: representadas pela letra *E*

6.3.1 Ações Permanentes (*G*)

São aquelas cuja variação no tempo é desprezível em relação ao tempo médio de vida da estrutura. Essas ações subdividem-se em duas classes:

- *Ações Permanentes Diretas*

Consideram-se como ações permanentes diretas os pesos próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas. Em casos particulares, os empuxos hidrostáticos também podem ser considerados como permanentes;

- *Ações Permanentes Indiretas*

Consideram-se como ações permanentes indiretas a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

6.3.2 Ações Variáveis (*Q*)

Consideram-se como ações variáveis as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como forças de frenagem, de impacto e centrífugas, os efeitos da ação do vento, das

variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Em função da probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em:

- *Ações Variáveis Normais*

São ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;

- *Ações Variáveis Especiais*

Nas estruturas em que devam ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais, elas também devem ser admitidas como ações variáveis. As combinações de ações em que comparecem ações especiais devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas.

Exemplos:

- Nos edifícios habitacionais: a sobrecarga devido à utilização da construção (pessoas, objetos, móveis, etc). As forças devidas à pressão do vento;
- Nos edifícios industriais e comerciais: a sobrecarga de utilização (equipamentos, pessoas, cargas tecnológicas). As forças devidas à pressão do vento;
- Nas pontes e passarelas: a sobrecarga de utilização (peso das pessoas e veículos). As forças devidas à pressão do vento;
- Nas barragens e centrais nucleares: devem ser considerados os efeitos sísmicos.
- Em algumas estruturas, o vento normativo pode ser considerado como ação variável especial.

6.3.3 *Ações Excepcionais (E)*

Consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura. Esse tipo de ação, se considerado, deve ser definido pelos responsáveis pela obra.

6.3.4 Valores Representativos para as Ações

Tendo em vista as diversas ações que podem ser levadas em conta no projeto, o índice do coeficiente γ_f pode ser alterado para identificar a ação considerada, resultando nos símbolos γ_g , γ_q , γ_p e γ_y , respectivamente, para as ações permanentes, para as ações variáveis, para a protensão e para os efeitos de deformações impostas (ações indiretas).

Os valores representativos das ações podem ser valores característicos, valores característicos nominais, valores reduzidos de combinação, valores convencionais excepcionais, valores reduzidos de utilização e valores raros de utilização.

6.3.4.1 Valores representativos para estados limites últimos

a-) Valores Característicos:

- Os valores característicos F_k das ações são definidos em função da variabilidade de suas intensidades;
- Os valores característicos das ações variáveis, estabelecidos por consenso e indicados em normas específicas, correspondem a valores que tem de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos;
- Para as ações permanentes que produzam efeitos desfavoráveis na estrutura, o valor característico corresponde ao quantil de 95% da respectiva distribuição da probabilidade (valor característico superior). Para as ações permanentes que produzam efeitos favoráveis nas estruturas, o valor característico corresponde ao quantil de 5% de suas distribuições (valor característico inferior);

b-) Valores Característicos Nominais:

- Para as ações que não tenham sua variabilidade adequadamente expressa por distribuições de probabilidade, os valores característicos F_k são substituídos por valores nominais convenientemente escolhidos.

c-) Valores Reduzidos de Combinação:

- Os valores reduzidos de combinação são determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0 F_k$ e são empregados nas condições de segurança relativas a estados limites últimos, quando existem ações variáveis de diferentes naturezas e levam em conta que é muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes;

- Ao invés de serem adotados diferentes valores de ψ_0 em função das ações que vão atuar simultaneamente, por simplicidade, admite-se um único valor ψ_0 para cada ação a ser considerada no projeto;

d-) Valores Convencionais Excepcionais:

- valores convencionais excepcionais são valores arbitrados para as ações excepcionais, estabelecidos por consenso entre o proprietário da construção e as autoridades governamentais que nela tenham interesse.

6.3.4.2 Valores Representativos Para os Estados Limites de Utilização

a-) Valores Reduzidos de Utilização:

- Os valores reduzidos de utilização são determinados a partir dos valores característicos pelas expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, e são empregados na verificação da segurança em relação a estados limites de utilização, decorrentes de ações que se repetem muitas vezes e ações de longa duração, respectivamente;
- Os valores reduzidos $\psi_1 F_k$ são designados por valores freqüentes e os valores reduzidos $\psi_2 F_k$ por valores quase-permanentes das ações variáveis;

b-) Valores Raros de Utilização:

- Os valores raros de utilização quantificam as ações que podem acarretar estados limites de utilização, mesmo que atuem com duração muito curta sobre a estrutura.

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é feita em função das combinações últimas de ações e em relação aos estados limites de utilização é feita em função das combinações de utilização.

6.4 OS CARREGAMENTO E AS COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Durante o período de vida da construção, podem ocorrer os seguintes tipos de carregamento: normal, especial e excepcional. Além desses, em casos particulares, também pode ser necessária a consideração do carregamento de construção.

O *carregamento normal* decorre do uso previsto para a construção. Admite-se que o carregamento normal possa ter duração igual ao período de referencia da estrutura, e sempre deve ser considerado na verificação da segurança, tanto em relação a estados limites últimos quanto em relação a estados limites de utilização.

O *carregamento especial* decorre da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas no carregamento normal. Os carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de referencia da estrutura e são em geral considerados apenas na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos. A cada carregamento especial, corresponde uma única combinação última especial de ações.

O *carregamento excepcional* decorre da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos, e somente devem ser considerados no projeto de estruturas de determinados tipos de construção, para os quais a ocorrência de ações excepcionais não possa ser desprezada e que, além disso, na concepção estrutural, não possam ser tomadas medidas que anulem ou atenuem a gravidade das conseqüências dos efeitos dessas ações.

O carregamento excepcional é transitório, com duração extremamente curta sendo considerado apenas na verificação da segurança em relação a estados limites últimos, por meio de uma única combinação última excepcional de ações.

O *carregamento de construção* é considerado apenas nas estruturas em que haja risco de ocorrência de estados limites, durante a fase de construção, sendo transitório e sua duração deve ser definida em cada caso particular. Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas sejam necessárias para a verificação das condições de segurança em relação a todos os estados limites que são de se temer durante a fase de construção.

A verificação da segurança para cada tipo de carregamento deve considerar todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis na estrutura.

Nestas verificações, as ações permanentes são consideradas em sua totalidade, das ações variáveis são consideradas apenas as parcelas que produzam efeitos desfavoráveis e as ações variáveis móveis devem ser consideradas em suas posições mais desfavoráveis.

As ações incluídas em cada uma destas condições devem ser consideradas com seus valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação devendo ser considerados os seguintes critérios:

a-) Ações Permanentes:

As ações permanentes devem figurar em todas as combinações de ações.

b-) Ações Variáveis nas combinações últimas normais:

Em cada combinação última, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico F_k . As demais ações variáveis são consideradas como secundárias, admitindo-se que elas atuem com seus valores reduzidos de combinação $\psi_0 F_k$.

c-) Ações Variáveis nas combinações últimas especiais ou excepcionais:

Nas combinações últimas especiais, ou nas excepcionais, a ação variável especial ou excepcional deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma probabilidade não desprezível de atuação simultânea com a ação variável especial.

Os coeficientes de ponderação γ_g (ações permanentes) majoram os valores representativos que provocam efeitos desfavoráveis e minoram os valores representativos daquelas que provocam efeitos favoráveis para a segurança da estrutura.

Os coeficientes de ponderação γ_g , relativos às ações permanentes e que figuram nas combinações últimas, salvo indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e de material considerados, devem ser tomados com os valores básicos indicados na tabela 6.1, as quais são subdivididas em:

• *Ações Permanentes de Grande Variabilidade:*

São aquelas constituídas pelo peso próprio das estruturas, dos elementos construtivos permanentes não estruturais e dos equipamentos fixos, todos considerados globalmente, quando o peso próprio da estrutura não supere 75% da totalidade destes pesos permanentes e para outras ações permanentes de grande variabilidade .

- *Ações Permanentes de Pequena Variabilidade*

São as ações permanentes, quando o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade dos pesos permanentes e para outras ações permanentes de pequena variabilidade.

- *Efeitos de Recalques de Apoio e de Retração dos Materiais*

Os coeficientes de ponderação γ_q das ações variáveis majoram os valores representativos das ações variáveis que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura. As ações variáveis que provocam efeitos favoráveis não são consideradas nas combinações de ações.

Os coeficientes de ponderação γ_f , relativos à ação excepcional que figura nas combinações últimas excepcionais, salvo indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e de material considerados, deve ser tomado com o valor básico de $\gamma_f = 1,0$.

Os fatores de combinação ψ_0 , salvo indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e de material considerados, estão indicados na Tabela 6.2, juntamente com os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 , referentes às combinações de utilização.

<i>Tabela 6.1 - Valores dos Coeficientes de Ponderação das Ações</i>								
	Ações Permanentes				Ações Variáveis		Recalques de apoio e Retração dos Materiais	
	Grande Variabilidade		Pequena Variabilidade					
Combinação	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis	Favoráveis	Geral, incluindo cargas móveis	Temperatura	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 1,0$	$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_e = 1,2$	$\gamma_e = 1,2$	$\gamma_e = 1,0$
Especiais ou de Constr.	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 0,9$	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 1,0$	$\gamma_q = 1,2$	$\gamma_e = 1,0$	$\gamma_e = 1,2$	$\gamma_e = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 0,9$	$\gamma_g = 1,1$	$\gamma_g = 1,0$	$\gamma_q = 1,0$	$\gamma_e = 0$	$\gamma_e = 0$	$\gamma_e = 0$

Tabela 6.2 - Valores dos fatores de combinação e dos fatores de utilização

Ações em geral	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,4	0,2	0
- Pressão dinâmica do vento nas estruturas em que a ação variável principal tem pequena variabilidade durante grandes intervalos de tempo (exemplo: edifícios de habitação)	0,6	0,2	0
Cargas acidentais dos edifícios	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas.	0,4	0,3	0,2
- Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempos, ou de elevadas concentrações de pessoas.	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2
- Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2
- Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas)	0,8	0,6	0,4

(A) Admite-se $\psi_2 = 0$, quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico.

Quando se consideram estados limites de utilização, os coeficientes de ponderação das ações são tomados com valor $\gamma_f=1,0$, salvo exigência em contrário, expressa em norma especial.

Os coeficientes parciais de ponderação γ_{f1} e γ_{f3} , podem ser quantificados individualmente nos casos seguintes:

1) Comportamento com não linearidade geométrica

Para efeitos desfavoráveis, os valores do coeficiente de ponderação γ_f para as combinações normais e para as combinações especiais ou de construção podem ser desdobrados no produto dos coeficientes parciais γ_{f1} e γ_{f3} . Neste caso, deve manter-se $\gamma_{f3} \geq 1,1$.

2) Ações com distribuição truncadas

Nos casos em que a ação atuante tenha distribuição de probabilidade truncada, em virtude de arranjos físicos que efetivamente impeçam o aumento significativo da intensidade da ação atuante acima do valor representativo adotado, permite-se tomar o valor $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$, com $\gamma_{f3} \geq 1,1$ e γ_{f1} coerente com a variabilidade efetiva da ação considerada.

Em casos especiais, considerados em normas correspondentes a determinados tipos de construção, podem ser alterados os coeficientes de ponderação das resistências ou os coeficientes de ponderação das ações de valor $\gamma_f > 1,0$ multiplicando os valores usuais por coeficientes de ajustamento γ_n dados por:

$$\gamma_n = \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2}$$

onde: $\gamma_{n1} \leq 1,2$ em função da ductilidade de uma eventual ruína

$\gamma_{n2} \leq 1,2$ em função da gravidade das conseqüências de uma eventual ruína

Conhecidas as combinações necessárias à verificação da segurança, conhecidas também as ações que as compõe, assim como os coeficientes que afetam estas ações, resta apenas apresentar as expressões que as representam. Nesse caso, valem:

• **Combinações Últimas Normais**

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} F_{Qj,k} \right]$$

Nesse caso, $F_{G_i,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação e $\psi_{oj} F_{Qj,k}$ o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis. Em casos especiais devem ser consideradas duas combinações: numa delas, admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis para a segurança.

• **Combinações Últimas Especiais ou de Construção**

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{G_i,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj,ef} F_{Qj,k} \right]$$

Nesse caso, $F_{G_i,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ representa o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada e $\psi_{of,ef}$ o fator de combinação efetivo de cada uma das demais ações variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória. O fator $\psi_{of,ef}$ é igual ao fator ψ_{oj} adotado nas combinações normais, salvo quando a ação principal F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\psi_{oj,ef}$ pode ser tomado com o correspondente ψ_{2j} .

• **Combinações Últimas Excepcionais**

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{G_i,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{oj,ef} F_{Qj,k}$$

Nesse caso, $F_{Q,exc}$ é o valor da ação transitória excepcional e os demais termos são os que às foram definidos nos itens anteriores.

Nas combinações de utilização são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações, de acordo com o que é indicado a seguir:

• **Combinações Quase-Permanentes de Utilização**

Nas combinações quase-permanentes de utilização, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_j,k}$$

• Combinações Frequentes de Utilização

Nas combinações frequentes de utilização, a variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1,k}$ e todas as demais variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_j,k}$$

• Combinações Raras de Utilização

Nas combinações raras de utilização, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{Qk}$:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Q_j,k}$$

6.5 RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS

A resistência é a propriedade da matéria de suportar tensões. Do ponto de vista prático, a medida dessa aptidão é considerada como a própria resistência, que pode ser determinada convencionalmente pela máxima tensão que pode ser aplicada ao corpo-de-prova do material considerado, até o aparecimento de fenômenos particulares de comportamento além dos quais às restrições ao emprego do material em elementos estruturais.

De modo geral, estes fenômenos são os de ruptura ou de deformação específica excessiva. Para cada material particular, as normas correspondentes devem especificar quais os fenômenos que permitem determinar a resistência.

A resistência média f_m é dada pela média aritmética das resistências dos elementos que compõem o lote considerado de material, e os valores característicos f_k das resistências são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança.

Usualmente, é de interesse a resistência característica inferior $f_{k,inf}$, cujo valor é menor que a resistência média f_m , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior $f_{k,sup}$, cujo valor é maior que f_m . Salvo exigência expressa em norma referente a determinado material ou tipo de construção, o valor representativo deve ser tomado como o da resistência característica inferior, sempre que a segurança dependa das porções menos resistentes do material da estrutura.

O valor representativo pode ser tomado como o da resistência média, quando a segurança é condicionada pela soma das resistências de muitas porções do material da estrutura, sem que cada uma delas individualmente tenha influencia determinante. A resistência de cálculo, f_d , é dada por:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

sendo f_k é a resistência característica inferior e γ_m o coeficiente de ponderação das resistências que pode ser escrito na forma:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

onde:

γ_{m1} : Leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência;

γ_{m2} : Considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos-de-prova padronizados;

γ_{m3} : Considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos seja em virtude do método de cálculo empregado.

6.6 COMENTÁRIOS FINAIS

A fase atual é de transição, no que tange à filosofia de dimensionamento de estruturas. Não existem ainda informações estatísticas em quantidade e qualidade suficientes para estabelecer um método *“inteiramente probabilístico”* e de confiabilidade perfeitamente uniforme.

Os métodos baseados em estados limites representam "um passo à frente" no processo de evolução e, dada a ausência de bases estatísticas completas, esses foram "calibrados" com métodos anteriores. Isto significa que, apesar de os resultados isolados serem diferentes de resultados anteriores, a média dos resultados é a mesma.

Futuramente, deverão ocorrer ajustes nos coeficientes de segurança das ações e das resistências, à medida em que a massa de dados disponível for sendo enriquecida.

7. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO – Resolvidos e Propostos

Este capítulo é dedicado a exemplos gerais de aplicação empregando-se os conceitos apresentados com relação ao Método dos Estados Limites (MEL), de principal interesse no presente trabalho. Nos exemplos resolvidos 7.1 e 7.2, os resultados obtidos são aqui confrontados com aqueles obtidos pelo Método das Tensões Admissíveis (MTA), objetivando ilustrar a diferenças entre esses.

Nesse capítulo não serão apresentados exemplos de aplicação com relação ao Método dos Coeficientes de Segurança Interno e Externo, uma vez que nos capítulos 2 e 3, foram apresentados exemplos de aplicação ilustrando ambos os métodos.

Cabe ressaltar também que a abordagem com relação aos Método dos Coeficientes de Segurança Interno e Externo foi feita de maneira sucinta, pois não constitui o objetivo principal do presente trabalho, além de já estarem inseridos no contexto do Método das Tensões Admissíveis

7.1 EXEMPLOS RESOLVIDOS

Exemplo 1 - Dimensionar um elemento tracionado, confeccionado em aço com $\sigma_e = 50 \text{ kN/cm}^2$, com seção transversal quadrada e constante, como ilustrado na figura 7.1.

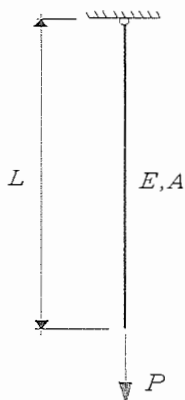


Figura 7.1 – Elemento tracionado (P centrada)

Com relação à figura 7.1, E é o módulo de elasticidade longitudinal, A é a área da seção transversal e $P = P_1, P_2, P_3$ é um carregamento em forças concentradas e centradas, função de P_1 , P_2 e P_3 , que são representativas das seguintes ações:

$P_1 = 60\text{kN}$, referente ao peso próprio da barra

$P_2 = 130\text{kN}$, referente à uma carga de utilização (sobrecarga)

$P_3 = 40\text{kN}$, referente à ação do vento.

Resolução:

a-) **Pelo Método das Tensões Admissíveis:** com $\gamma_i = 1,67$ (usual em aço), a condição do método permite escrever:

$$\sigma_{\text{máx}} \leq \bar{\sigma} = \frac{\sigma_e}{\gamma_i} \cong 30 \text{ kN/cm}^2$$

onde sabe-se que:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{P_{\text{máx}}}{A} \quad P_{\text{máx}} = \sum P_i = 230 \text{ kN}$$

das relações, obtém-se $A \geq 7,67\text{cm}^2$ e faz-se

$$b = \sqrt{A} \cong 2,77 \text{ cm}$$

resultando em uma seção quadrada de $28,575 \times 28,575 \text{ mm}^2$ ($1^{1/8} \times 1^{1/8}$).

b-) **Pelo Método dos Estados Limites:** aqui só cabe verificar os estados limites últimos, com base em uma combinação última normal (solicitação de cálculo), onde a sobrecarga é a ação variável principal e o vento a secundária. Assim, escrevem-se a ação de cálculo:

$$S_d = \gamma_g P_1 + \gamma_q [P_2 + \psi_p P_3]$$

ou ainda

$$S_d = 1,4 \times 60 + 1,4 \times 130 + 1,4 \times 0,60 \times 40 = 299,60 \text{ kN}$$

e a resistência de cálculo, para $\gamma_m = 1,12$ (usual em aço)

$$R_d = A \frac{\sigma_e}{\gamma_m} = A \frac{50}{1,12} = 44,6 A$$

Impondo a condição de segurança do método, escrita na forma $R_d \geq S_d$, obtém-se com resultado $A \geq 6,71 \text{ cm}^2$, e como consequência: $b = 2,59 \text{ cm}$. Nesse caso, resulta uma seção quadrada de $25,4 \times 25,4 \text{ mm}^2$ (1 " x 1 ").

Com base nos resultados obtidos, responda as seguintes questões:

- 1-) Dimensionar pelo Método dos Estados Limites conduz a estruturas mais leves? Justifique.
- 2-) Porque foi determinado usar-se barras com dimensões diferentes das mínimas calculadas
- 3-) Caso o tirante fosse de alumínio, quais alterações seriam feitas no cálculo?

Exemplo 2 - Dimensionar o pórtico da figura 7.2, confeccionado com material que possui $\sigma_e = 10 \text{ kN/cm}^2$, $E = 2 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$, seções constantes e retangulares, com $h = 2b$ e admitindo que não ocorram instabilidades fora do plano do pórtico, submetido às seguintes ações:

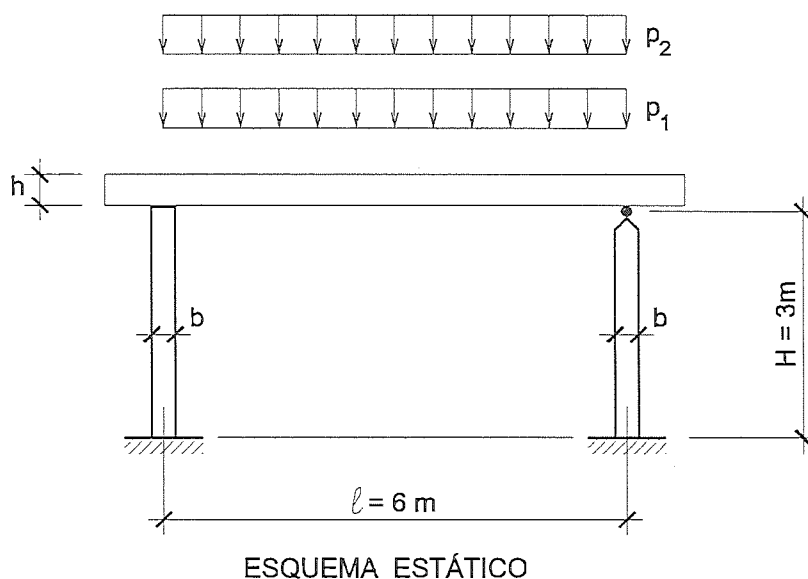


Figura 7.2

onde:

$p_1 = 6 \text{ kN/m}$ - ação permanente (uniformemente distribuída)

$p_2 = 20 \text{ kN/m}$ – sobrecarga de utilização (uniformemente distribuída)

Resolução:

a-) Pelo Método das Tensões Admissíveis, com $\gamma = 2,0$

a.1-) Dimensionamento da viga

$$M = \frac{(p_1 + p_2)L^2}{8} = 117 \text{ kN.m} = 11700 \text{ kN.cm}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_e}{\gamma} = \frac{10}{2} = 5 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto, da relação de flexão da resistência dos materiais $\sigma_{\text{máx}} = M_{\text{máx}}/W$, onde $W = bh^2/6 = 2b^3/3$, associada à condição imposta pelo método, escrita na forma $\sigma_{\text{máx}} \leq \bar{\sigma}$, resulta:

$$\frac{11.700}{(2b^3/3)} \leq 5 \rightarrow b \geq 15,15 \text{ cm}$$

Adota-se, neste caso, $b = 15 \text{ cm}$ e $h = 30 \text{ cm}$ para a seção transversal. Para a viga, deve-se também verificar a flecha máxima, que neste caso ocorrerá no meio do vão. Assim:

$$\delta = \frac{5pL^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,26 \times 600^4}{384 \times 20000 \times \left(\frac{15 \times 30^3}{12}\right)} = 0,65 \text{ cm}$$

Usualmente, para vigas, admite-se deformações ou deslocamentos com intervalo da ordem de $\ell/350$ até $\ell/500$. Fazendo:

$$\bar{\delta} = \ell/350 = 1,71 \text{ cm} > \delta \quad (\text{ok!})$$

Por outro modo, $\delta/\ell = 1/923 < 1/350$. Confirma-se, portanto, que a flecha máxima é menor que a admissível.

a.2-) Dimensionamento das colunas

$$N = \frac{(p_1 + p_2)\ell}{2} = \frac{26 \times 6}{2} = 78 \text{ kN}$$

$$N_{cr} \geq \gamma N = 2 \times 78 \rightarrow \frac{\pi^2 EI}{4L^2} \leq 156 \rightarrow I \geq 284,50 \text{ cm}^4$$

$$\frac{bh^3}{12} = \frac{b(2b)^3}{12} \geq 284,50 \rightarrow b \geq 6,43 \text{ cm}$$

Adota-se, nesse caso, $b = 6,5 \text{ cm}$ e $h = 2b = 13 \text{ cm}$. Entretanto, cabe aqui mais uma verificação. As normas de dimensionamento costumam impor um valor limite para λ . No caso da NBR 8800/86, aplica-se para barra comprimidas, $\lambda_{\text{máx}} = 200$. Sendo $\lambda = (KL)/r$, com $K = 2,0$ (barra em balanço) e

$$r = \sqrt{I/A} = b/\sqrt{12} = 1,88 \text{ cm}$$

encontra-se

$$\lambda = \frac{2 \times 300}{1,8764} = 320 > 200 \quad (\text{Não Ok!})$$

O resultado obtido não atende à imposição normativa. Para que isto ocorra, impõe-se $\lambda = 200 = 2 \times 300/r$, resultando $r = 3 \text{ cm}$. Assim:

$$r = 3 \leq b/\sqrt{12} \rightarrow b \geq 10,39 \text{ cm}$$

adotando então $b = 10,5 \text{ cm}$ e $h = 21 \text{ cm}$.

b-) Pelo Método dos Estados Limites, com $\gamma_m = 1,5$

b.1-) Dimensionamento da Viga

$$p_d = 1,4 \times 6 + 1,4 \times 20 = 36,40 \text{ kN}$$

$$M_d = \frac{36,4 \times 6^2}{8} = 163,8 \text{ kN.m} = 16.380 \text{ kN.cm}$$

$$R_d = \frac{W\sigma_e}{\gamma_m} = \frac{W \times 10}{1,5} = 6,67W$$

Como $W = bh^2 / 4 = b^3$ (rótula plástica), faz-se $M_d = 16.380 \leq 6,67b^3$ e portanto $b \geq 13,494$ cm. Adotam-se, nesse caso, $b = 13,5$ cm e $h = 27$ cm.

Na verificação da flecha, que é um estado limite de utilização, faz-se $\gamma = 1,0$ o que conduz ao mesmo cálculo realizado nas tensões admissíveis, porém com inércia um pouco menor, que vai conduzir a $\delta = 0,99$ cm. Portanto $\delta/\ell = 1/605 < 1/350$, uma vez que as limitações às deformações, nos dois métodos não sofreram modificações significativas.

b.2-) Dimensionamento das Colunas

Neste método também vale a imposição normativa de que $\lambda \leq 200$, devendo-se, portanto, partir da seção mínima $10,5 \times 21$ cm². Então, para a resistência de cálculo

$$R_d = \frac{P_{cr}}{\gamma_m} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 10,5 \times 21^3}{1,5 \times 4 \times 300^2 \times 12} = 1470 \text{ kN}$$

e para as ações de cálculo

$$N_d = (1,4 \times 6 + 1,4 \times 20) \times 6 / 2 = 109,2 \text{ kN} \leq 1470 \text{ kN} \text{ (Ok!)}$$

Responda às seguintes questões:

- 1-) Como é possível obter a mesma seção na viga dimensionando-a pelos dois métodos?
- 2-) Por que a seção das colunas não foi alterada quando dimensionada por métodos diferentes?
- 3-) Por que nas tensões admissíveis, $W = bh^2 / 6$, e nos Estados Limites, $W = bh^2 / 4$?
- 4-) O que é fator de forma de uma seção?

7.2 EXEMPLOS PROPOSTOS

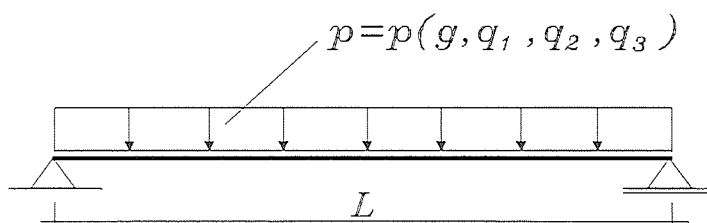
Exemplo 3 - Determine, com base em combinações últimas normais, os carregamentos críticos de cálculo, para uma avaliação adequada do momento fletor no meio do vão da viga ilustrada na figura, para as seguintes ações:

$g = +2$ kN/m (permanente, GV) : $\gamma_g = 1,40$ ou $0,90$

$q_1 = +15$ kN/m (sobrecarga) : $\gamma_q = 1,50$ e $\psi_0 = 0,65$

$q_2 = \pm 15$ kN/m (vento 1) : $\gamma_q = 1,40$ e $\psi_0 = 0,60$

$q_3 = - 20$ kN/m (vento 2) : $\gamma_q = 1,40$ e $\psi_0 = 0,60$

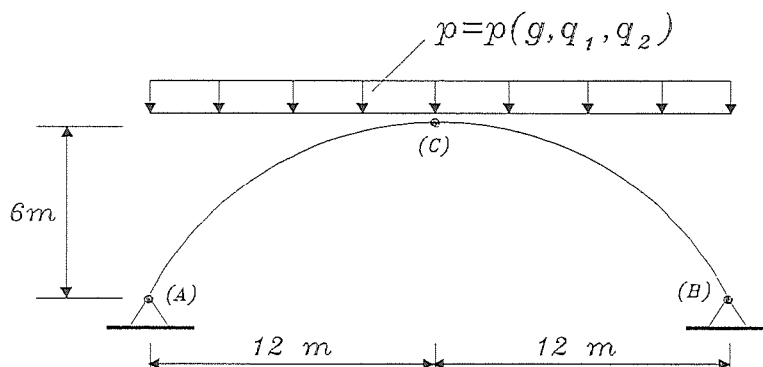


Exemplo 4 - Determinar, com base em combinações últimas normais, os valores extremos (máximos e mínimos) para as reações nos apoios em A e B, bem como as reações na articulação em C, do arco triarticulado ilustrado na figura. Considere as seguintes ações na estrutura:

$g = +18$ kN/m (Permanente, grande variabilidade) : $\gamma_g = 1.40$ ou 0.90

$q_1 = +12$ kN/m (Sobrecarga) : $\gamma_q = 1.50$ e $\psi_0 = 0.65$

$q_2 = \pm 12$ kN/m (Vento) : $\gamma_q = 1.40$ e $\psi_0 = 0.60$

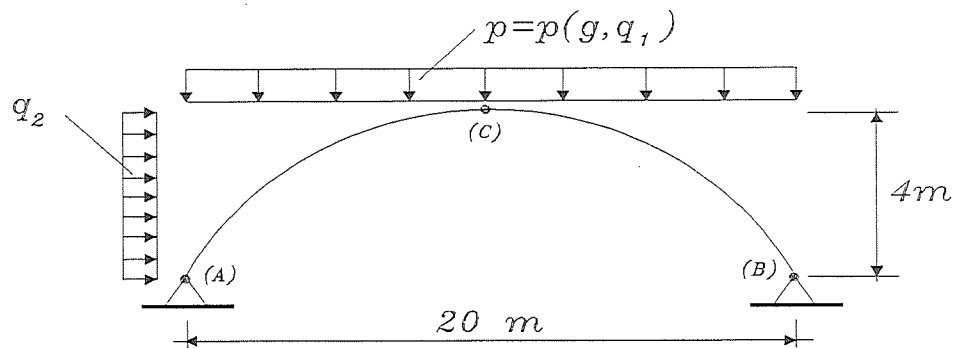


Exemplo 5 - Determine, com base em combinações últimas normais, os valores extremos para as reações nos apoios A e B para o arco triarticulado ilustrado. Valem as seguintes ações:

$g = +1$ kN/m (permanente, PV) : $\gamma_g = 1,30$ ou $1,00$

$q_1 = +10$ kN/m (sobrecarga) : $\gamma_q = 1,40$ e $\psi_0 = 0,65$

$q_2 = +12$ kN/m (vento) : $\gamma_q = 1,40$ e $\psi_0 = 0,60$

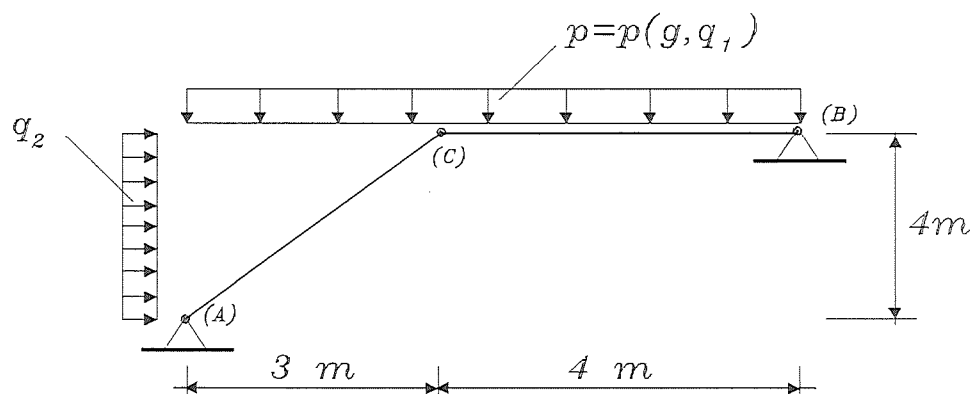


Exemplo 6 - Para o pórtico ilustrado na figura determinar, com base em combinações últimas normais, os valores extremos (máximos e mínimos) para as reações nos apoios em A e B, bem como as reações na articulação em C. Considere as seguintes ações na estrutura:

$g = +1$ kN/m (Permanente, grande variabilidade) ... : $\gamma_g = 1.40$ ou 0.90

$q_1 = +12$ kN/m (Sobrecarga) : $\gamma_q = 1.50$ e $\psi_0 = 0.65$

$q_2 = \pm 8$ kN/m (Vento) : $\gamma_q = 1.40$ e $\psi_0 = 0.60$



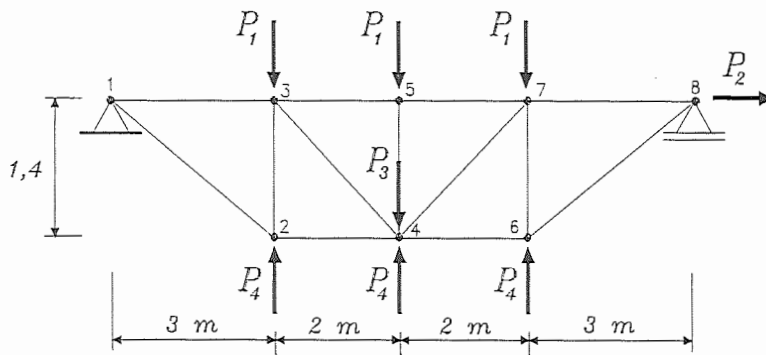
Exemplo 7 - Verifique, com base em combinações últimas normais, se as barras 2-4 e 3-5 d treliça ilustrada resistem aos carregamentos aplicados, sabendo que a resistência de cálculo para as barras tracionadas é de 170 kN e para as comprimidas é de 220 kN.

$P_1 = 20 \text{ kN}$ (perm., GV) : $\gamma_g = 1,40$ ou $0,90$

$P_2 = 40 \text{ kN}$ (equip. 1).....: $\gamma_q = 1,50$ e $\psi_0=0,65$

$P_3 = 50 \text{ kN}$ (equip. 2): $\gamma_q = 1,40$ e $\psi_0=0,65$

$P_4 = 35 \text{ kN}$ (vento): $\gamma_q = 1,40$ e $\psi_0=0,60$



8. BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-8681 - Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro, 1984.

FUSCO, P.B. *Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas*. São Paulo: EDUSP/McGraw-Hill, 1976.

MEYER, K.F. *Estruturas metálicas: passarelas e pontes para dutos*. Serra, Companhia Siderúrgica de Tubarão, 1996.

QUEIROZ, G. *Elementos da estruturas de aço*. 2.ed. Belo Horizonte, 1988.

RODRIGUES, I.L. *Dimensionamento segundo a nova NB-14*. São Paulo: Instituto de Engenharia, 1980.

TAYLOR, G. et al. (1978). *La Madeira*. Barcelona, Ed. Blume.

ZAGOTTIS, D. *Pontes e grandes estruturas – v.14: Introdução ao projeto estrutural*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1978.